

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

**DISEÑO GEOTÉCNICO DE CUATRO OBRAS ASOCIADAS A:  
CIMENTACIONES PROFUNDAS HINCADAS, PANTALLAS DE TABLESTACAS  
ANCLADAS, MICRO TÚNELES Y RESPUESTA DINÁMICA DE RELLENOS DE  
RECLAMACIÓN**

Trabajo final de investigación aplicada sometido a la consideración de la Comisión  
del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil para optar al grado y  
título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica

DANNY CHACON RAMIREZ

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2020

## **DEDICATORIA**

A mi madre, por creer siempre en mí.

A mi hermana por recordarme siempre la importancia de la preparación académica.

A mi esposa, por apoyarme de todas las maneras posibles y confiar en mí siempre.

A mi padre, por darme su apoyo durante tantos años de preparación.

A mi hijo Javier, por darme lecciones día a día.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco al cuerpo docente del Posgrado en Ingeniería Geotécnica, por transmitir su conocimiento y dedicar su tiempo para hacer crecer el potencial técnico en nuestra rama y en nuestro país. Espero que este trabajo haga justicia a dicha labor docente. A los profesores guías Ana Monge, M.Sc. y Danilo Jiménez M.Sc. por sus valiosos aportes en el proceso de elaboración de este trabajo.

“Este trabajo final de instigación aplicada fue aceptado por la Comisión del Programa de Estudios de Postgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.”

---

Dr. Alberto Serrano Pacheco  
**Representante del Decano Sistema de Estudios de Postgrado**

---

M.Sc. Ana Monge Sandí  
**Profesora Guía**

---

M.Sc. Marcia Cordero Sandí  
**Lectora**

---

M.Sc. Danilo Jiménez Ugalde  
**Lector**

---

M.Sc. Oscar Calvo Carranza  
**Representante del Director del Programa de Postgrado**

---

Danny Mauricio Chacón Ramírez  
**Estudiante**

## TABLA DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	ii
HOJA DE APROBACIÓN .....	iii
RESUMEN .....	xi
ABSTRACT .....	xii
LISTA DE CUADROS .....	xiii
LISTA DE FIGURAS .....	xvii
LISTA DE ABREVIATURAS .....	xxxi
I. CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
I.1. Planteamiento del problema.....	1
I.2. Importancia .....	2
I.3. Objetivos.....	2
I.3.1. Objetivo general .....	2
I.3.2. Objetivos específicos .....	2
I.4. Delimitación del problema .....	2
I.4.1. Alcance .....	2
I.4.2. Limitaciones .....	3
I.5. Descripción de la metodología a usar .....	3
I.5.1. Fase 1 .....	3
I.5.2. Fase 2.....	4
I.5.3. Fase 3.....	4
I.5.4. Fase 4.....	4
I.5.5. Fase 5.....	4
II. CAPITULO 2: DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA A BASE DE PILOTES HINCADOS PARA LA PLATAFORMA DE ATRAQUE DE LA NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOÍN (TCM) .....	6
II.1. Introducción .....	6
II.1.1. Planteamiento del problema.....	6
II.1.2. Objetivo general .....	6
II.1.3. Objetivos específicos .....	6
II.1.4. Importancia .....	7
II.1.5. Alcance .....	7
II.1.6. Limitaciones .....	8



II.1.7.	Metodología .....	8
II.2.	Marco teórico .....	10
II.2.1.	Generalidades.....	10
II.2.2.	Estado límite de falla - método de esfuerzos de trabajo .....	11
II.2.3.	Estado límite de servicio – deformaciones .....	12
II.2.4.	Tipos de pilotes hincados, equipos y métodos de construcción.....	13
II.2.5.	Equipo para la hincada de pilotes .....	16
II.2.6.	Diseño geotécnico de cimentaciones profundas hincadas .....	22
II.2.7.	Criterio general para la estimación de la capacidad de carga de pilotes aislados 24	
II.2.8.	Asentamiento de cimentaciones profundas .....	31
II.2.9.	Fricción negativa.....	33
II.2.10.	Licuada .....	34
II.2.11.	Modelación numérica en ingeniería geotécnica .....	37
II.3.	Caracterización del proyecto y modelo geotécnico.....	41
II.3.1.	.....	41
II.3.2.	Descripción geológica del sitio .....	43
II.3.3.	Propiedades de los materiales .....	45
II.3.4.	Modelo geotécnico .....	47
II.3.5.	Características físico - mecánicas de los materiales .....	51
II.3.6.	Aspectos estructurales del muelle.....	55
II.4.	Diseño de la cimentación .....	57
II.4.1.	Generalidades.....	57
II.4.2.	Análisis de licuada .....	58
II.4.3.	Diseño estático – carga axial – estado resistencia .....	60
II.4.4.	Estimación de deformaciones verticales – estado de servicio .....	69
II.4.5.	Modelación numérica .....	71
II.4.6.	Resumen de resultados .....	81
II.5.	Análisis de resultados .....	82
II.6.	Especificaciones técnicas .....	85
II.6.1.	Sección 100 pilotes de acero .....	85
II.6.2.	Sección 200 pruebas dinámicas.....	96
II.6.3.	Sección 300 pruebas estáticas.....	101
II.7.	Presupuesto.....	109

II.8.	Conclusiones y recomendaciones.....	111
II.8.1.	Conclusiones .....	111
II.8.2.	Recomendaciones .....	112
II.9.	Referencias.....	113
II.9.1.	Documentación técnica del proyecto: terminal de contenedores de Moín .	113
II.9.2.	Libros, artículos de revista, trabajos de graduación.....	114
III.	CAPITULO 3: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN MURO DE TABLESTACAS PARA EL MUELLE DE REMOLCADORES DE LA NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOÍN (TCM).....	116
III.1.	Introducción .....	116
III.1.1.	Planteamiento del problema.....	116
III.1.2.	Objetivo general.....	116
III.1.3.	Objetivos específicos .....	116
III.1.4.	Importancia .....	117
III.1.5.	Alcance .....	117
III.1.6.	Limitaciones .....	118
III.1.7.	Metodología .....	118
III.2.	Marco teórico .....	120
III.2.1.	Generalidades.....	120
III.2.2.	Estado límite de falla - método de esfuerzos de trabajo .....	120
III.2.3.	Teoría de empujes de tierras .....	121
III.2.4.	Tipos de tablestacas, equipos y métodos de construcción .....	126
III.2.5.	Diseño geotécnico de muros pantalla.....	129
III.2.6.	Diseño geotécnico de tablestacas ancladas en arenas .....	136
III.2.7.	Diseño geotécnico de anclajes en muros pantalla.....	138
III.2.8.	Fenómeno de licuación .....	141
III.2.9.	Modelación numérica en ingeniería geotécnica.....	146
III.3.	Caracterización del proyecto y modelo geotécnico.....	150
III.3.1.	Generalidades.....	150
III.3.2.	Descripción geológica del sitio .....	152
III.3.3.	Parámetros sísmicos – amenaza sísmica .....	154
III.3.4.	Propiedades de los materiales .....	157
III.3.5.	Modelo geotécnico .....	160
III.3.6.	Características físico - mecánicas de los materiales .....	162

III.3.7.	Modelo geotécnico pantalla tablestacas .....	165
III.4.	Diseño geotécnico de la pantalla de tablestacas .....	167
III.4.1.	Generalidades y justificación .....	167
III.4.2.	Análisis de licuación .....	168
III.4.3.	Mejoramiento del terreno .....	172
III.4.4.	Diseño geotécnico del muro de tablestacas .....	174
III.4.5.	Modelación numérica .....	182
12.1.1.	Resultados obtenidos de la modelación numérica .....	186
III.4.6.	Análisis de resultados .....	196
III.5.	Especificaciones técnicas .....	199
III.5.1.	Definiciones .....	199
III.5.2.	Productos .....	200
III.5.3.	Accesorios .....	201
III.5.4.	Equipo de hincas .....	201
III.5.5.	Longitud de la tablestaca .....	201
III.5.6.	Guías de hincas .....	201
III.5.7.	Colocado .....	201
III.5.8.	Hincado .....	202
III.5.9.	Corte de la tablestaca .....	202
III.5.10.	Corte y empalme de tablestaca .....	202
III.5.11.	Ensamble de barras de anclaje .....	202
III.5.12.	Agujeros para barra de anclaje .....	203
III.5.13.	Control de calidad en campo .....	203
III.6.	Presupuesto .....	204
III.7.	Conclusiones y recomendaciones .....	204
III.7.1.	Conclusiones .....	204
III.7.2.	Recomendaciones .....	206
III.8.	Referencias .....	206
III.8.1.	Documentación técnica del proyecto: Terminal de Contenedores de Moín .....	206
III.8.2.	Libros, artículos de revista, trabajos de graduación .....	207
IV.	CAPITULO 4: DISEÑO GEOTÉCNICO DEL MICRO TÚNEL PARA LA REUBICACIÓN DEL COLECTOR SANITARIO RIVERA 2, EN EL PROYECTO CIRCUNVALACIÓN NORTE	209
IV.1.	Introducción .....	209

IV.1.1.	Planteamiento del problema.....	209
IV.1.2.	Objetivo general .....	209
IV.1.3.	Objetivos específicos .....	209
IV.1.4.	Importancia .....	209
IV.1.5.	Alcance .....	210
IV.1.6.	Limitaciones .....	211
IV.1.7.	Metodología .....	211
IV.2.	Marco teórico.....	212
IV.2.1.	Generalidades micro túneles.....	212
IV.2.2.	Equipos y métodos de construcción de micro túneles .....	214
IV.2.3.	Mecánica de micro túneles.....	219
IV.2.4.	Predicción y control asentamientos inducidos .....	230
IV.2.5.	Pozos de ataque .....	231
IV.2.6.	Modelación numérica en ingeniería geotécnica.....	238
IV.3.	Caracterización del proyecto y modelo geotécnico .....	243
IV.3.1.	Descripción general del proyecto .....	243
IV.3.2.	Aspectos hidráulicos generales.....	245
IV.3.3.	Descripción geológica del sitio .....	246
IV.3.4.	Campaña de investigación .....	248
IV.3.5.	Investigación geotécnica realizada por el CONAVI .....	257
IV.3.6.	Modelo geotécnico .....	264
IV.4.	Diseño geotécnico del micro túnel .....	266
IV.4.1.	Generalidades y justificación.....	266
IV.4.2.	Diseño geotécnico.....	268
IV.4.3.	Modelación numérica .....	270
IV.4.4.	Análisis de resultados .....	318
IV.5.	Especificaciones técnicas.....	322
IV.5.1.	Entregables.....	322
IV.5.2.	Criterios de diseño .....	325
IV.5.3.	Productos.....	326
IV.5.4.	Ejecución general.....	327
IV.5.5.	Equipos excavación micro túnel .....	328
IV.5.6.	Datos de hincas de tubería .....	330
IV.5.7.	Equipos construcción pozos.....	330

IV.5.8.	Monitoreo .....	332
IV.5.9.	Evaluación post construcción .....	332
IV.5.10.	Medición .....	333
IV.5.11.	Pago .....	333
IV.6.	Presupuesto .....	333
IV.7.	Conclusiones y recomendaciones .....	334
IV.7.1.	Conclusiones .....	334
IV.7.2.	Recomendaciones .....	335
IV.8.	Referencias .....	336
IV.8.1.	Documentación técnica del proyecto: reubicación del colector rivera 2 .....	336
IV.8.2.	Documentación técnica del proyecto: circunvalación norte .....	336
IV.8.3.	Libros, artículos de revista, trabajos de graduación.....	336
V.	CAPITULO 5: ANÁLISIS DINÁMICO DEL RELLENO DE RECLAMACIÓN PARA LA NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOÍN (TCM) .....	338
	CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	338
V.1.1.	Planteamiento del problema.....	338
V.1.2.	Objetivo general .....	339
V.1.3.	Objetivos específicos .....	339
V.1.4.	Importancia .....	340
V.1.5.	Alcance .....	341
V.1.6.	Limitaciones .....	342
V.1.7.	Metodología .....	342
V.2.	Marco teórico .....	344
V.2.1.	Rellenos de reclamación – rellenos hidráulicos.....	344
V.2.2.	Respuesta dinámica de suelos.....	345
V.2.3.	Fenómeno de licuación .....	355
V.2.4.	Modelación numérica en ingeniería geotécnica.....	366
V.3.	Caracterización del proyecto y modelo geotécnico.....	379
V.3.1.	Generalidades.....	379
V.3.2.	Descripción geológica del sitio .....	381
V.3.3.	Parámetros sísmicos – amenaza sísmica .....	383
V.3.4.	Propiedades de los materiales .....	386
V.3.5.	Modelo geotécnico .....	390
V.3.6.	Características físico - mecánicas de los materiales .....	392

V.3.7.	Modelo geotécnico .....	395
V.4.	Análisis y diseño geotécnico .....	399
V.4.1.	Generalidades y justificación.....	399
V.4.2.	Señales sísmicas .....	401
V.4.3.	Potencial de licuación .....	402
V.4.4.	Respuesta de sitio.....	407
V.4.5.	Modelación numérica .....	412
V.4.6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	436
V.5.	Especificaciones técnicas .....	438
V.5.1.	Introducción .....	438
V.5.2.	Normas .....	438
V.5.3.	Definiciones .....	439
V.5.4.	Entregables.....	440
Equipos y materiales .....		441
V.5.5.	Equipo.....	441
V.5.6.	Materiales .....	441
Ejecución.....		442
V.5.7.	Instalación de las columnas de vibro sustitución .....	442
V.5.8.	Control de calidad .....	442
V.6.	Presupuesto.....	444
V.7.	Conclusiones y recomendaciones.....	445
V.7.1.	Conclusiones .....	445
V.7.2.	Al finalizar el presente trabajo, se obtienen las siguientes conclusiones: ..	445
V.7.3.	Recomendaciones .....	446
V.8.	Referencias.....	446
V.8.1.	Documentación técnica del proyecto: Terminal de Contenedores de Moín	446
V.8.2.	Libros, artículos de revista, trabajos de graduación.....	447
VI.	CAPITULO 6: ANEXOS .....	449
VI.1.	Anexos al Capítulo 2: Planos de diseño.....	449
VI.2.	Anexos al Capítulo 3: Planos de diseño.....	450
VI.3.	Anexos al Capítulo 4: Planos de diseño.....	451
VI.4.	Anexos al Capítulo 5: Planos de diseño.....	452

## **RESUMEN**

El trabajo realizado se compone de cuatro diseños de obras geotécnicas para dar soluciones a problemas civiles específicos. Las cuatro obras diseñadas son: a) la cimentación profunda hincada para la plataforma de ataque de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín sobre un suelo arenoso de baja densidad y con problemas de licuación, b) el diseño de un sistema de tablestaca anclado para contener un relleno hidráulico de tal manera que se conforme un muelle para remolcadores en la Nueva Terminal de Contenedores de Moín, c) diseño de un micro túnel para la reubicación de un colector sanitario que atraviesa el proyecto Circunvalación Norte y d) el análisis dinámico del relleno de reclamación de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín, compuesto de arenas sueltas y limpias, así como el diseño del mejoramiento al terreno. El resultado de los diseños se plasma en planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuestos.

Palabras clave: pilote, tablestaca, micro túnel, relleno de reclamación

## **ABSTRACT**

The work done consists of four designs of geotechnical works to provide solutions to specific civil problems. The four works designed are: a) the deep foundation for the attack platform of the New Moín Container Terminal on a low-density sandy soil with liquefaction problems, b) the design of a sheet pile system anchored to contain a hydraulic filling in such a way that a tugboat dock in the New Moín Container Terminal is conformed, c) design of a micro tunnel for the relocation of a sanitary collector that crosses the Circunvalación Norte project and d) the dynamic analysis of the landfill claim of the New Terminal of Containers of Moín, composed of loose and clean sands, as well as the design of the improvement to the ground. The result of the designs is reflected in construction plans, technical specifications and budgets.

Keywords: pile, sheet pile, micro tunnel, claim filler



## LISTA DE CUADROS

<b>Cuadro 1.</b> Factores de seguridad para capacidad de soporte.....	11
<b>Cuadro 2.</b> Factores de seguridad para capacidad de soporte.....	11
<b>Cuadro 3.</b> Asentamiento total admisible .....	12
<b>Cuadro 4.</b> Ventajas y desventajas de los pilotes de acero H .....	13
<b>Cuadro 5.</b> Ventajas y desventajas de los pilotes de acero tubulares .....	14
<b>Cuadro 6.</b> Ventajas y desventajas de los pilotes de concreto prefabricados .....	15
<b>Cuadro 7.</b> Características típicas de los tipos de martillos de hinca.....	20
<b>Cuadro 8.</b> Resumen de exploración geotécnica in situ para el proyecto TCM .....	46
<b>Cuadro 9.</b> Modelo geotécnico – Zona oeste .....	50
<b>Cuadro 10.</b> Modelo geotécnico – Zona media .....	50
<b>Cuadro 11.</b> Resumen de exploración geotécnica in situ para el proyecto TCM –Fase 2A	51
<b>Cuadro 12.</b> Resumen propiedades índice de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A .....	52
<b>Cuadro 13.</b> Resumen de parámetros de resistencia al corte de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A.....	53
<b>Cuadro 14.</b> Resumen de parámetros elásticos de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A .....	54
<b>Cuadro 15.</b> Resumen de parámetros de consolidación de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A.....	55
<b>Cuadro 16.</b> Cargas axiales de trabajo por pilote para la TCM –Fase 2A.....	57
<b>Cuadro 17.</b> Parámetros sísmicos para análisis de licuación, TCM –Fase 2A.....	58
<b>Cuadro 18.</b> Parámetros de diseño cimentación profunda, método Beta, TCM –Fase 2A.....	64
<b>Cuadro 19.</b> Factores de seguridad recomendados por USACE .....	67
<b>Cuadro 20.</b> Cargas axiales de trabajo por pilote aumentadas por el FS para la TCM –Fase 2A .....	68
<b>Cuadro 21.</b> Cota de diseño y diámetro de pilote estimados .....	69
<b>Cuadro 22.</b> Estimación del asentamiento vertical .....	70
<b>Cuadro 23.</b> Evaluación del asentamiento diferencial .....	70
<b>Cuadro 24.</b> Desplazamiento vertical en la punta del pilote, según fila.....	77
<b>Cuadro 25.</b> Cota de diseño y diámetro de pilote estimados .....	82
<b>Cuadro 26.</b> Presupuesto de ejecución preliminar – Cimentación Profunda Hincada.....	110
<b>Cuadro 27.</b> Criterio de Iwazaki para evaluar el potencial de licuación .....	143
<b>Cuadro 28.</b> Referencia al valor de número de golpes en el Código Chino .....	146
<b>Cuadro 29.</b> Aceleraciones horizontales (5% de amortiguamiento, afloramiento de suelo rígido, $V_s = 400$ m /s, efectos de directividad rumbo normal). Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).....	155
<b>Cuadro 30.</b> Resumen investigación geotécnica realizada. Fuente: APM Terminals (2016) .....	159

<b>Cuadro 31.</b> Resumen propiedades índice de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A.	162
<b>Cuadro 32.</b> <i>Resumen de parámetros de resistencia al corte de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016)</i>	163
<b>Cuadro 33.</b> Resumen de parámetros elásticos de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A.	164
<b>Cuadro 34.</b> Resumen de parámetros de consolidación de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016)	165
<b>Cuadro 35.</b> Modelo geotécnico – Muelle Remolcadores	166
<b>Cuadro 36.</b> Resultados obtenidos de los análisis de licuación realizado en la perforación B24-12	171
<b>Cuadro 37.</b> Recomendaciones de diseño para la pantalla de tablestacas anclada	181
<b>Cuadro 38.</b> Comparación diseño analítico versus modelación numérica	199
<b>Cuadro 39.</b> Especificaciones sección de tablestaca	200
<b>Cuadro 40.</b> Presupuesto aproximado para la pantalla anclada de tablestacas	204
<b>Cuadro 41.</b> Métodos de excavación para terrenos secos y húmedos. Fuente: Modificado de PJA (2017)	217
<b>Cuadro 42.</b> Normativa para diferentes tipos de materiales para tubería hincada. Fuente: Modificado de ASCE (2015)	218
<b>Cuadro 43.</b> Valores promedio y máximos de $r_p$ . Fuente: Modificado de ISTE (2004)	228
<b>Cuadro 44.</b> Capas obtenidas por topografía eléctrica. Fuente: Modificado de ICE (2019)	251
<b>Cuadro 45.</b> Ubicación de los ensayos SPT. Fuente: Modificado de ICE (2019)	252
<b>Cuadro 46.</b> Resultados del ensayo SPT 1. Fuente: Modificado de ICE (2019)	253
<b>Cuadro 47.</b> Resultados del ensayo SPT 2. Fuente: Modificado de ICE (2019)	253
<b>Cuadro 48.</b> Resultados del ensayo SPT 3. Fuente: Modificado de ICE (2019)	254
<b>Cuadro 49.</b> Resultados del ensayo SPT 4. Fuente: Modificado de ICE (2019)	254
<b>Cuadro 50.</b> Ubicación de los ensayos DMT. Fuente: Modificado de ICE (2019)	255
<b>Cuadro 51.</b> Resultados de presión limite neta. Fuente: Modificado de CONAVI (2019)	258
<b>Cuadro 52.</b> Resultado de los cálculos analíticos para la sección transversal 0+010 analizada	269
<b>Cuadro 53.</b> Resultado de los cálculos analíticos para la sección transversal 0+140 analizada	269
<b>Cuadro 54.</b> Resultado de los cálculos analíticos para la sección transversal 0+265 analizada	270
<b>Cuadro 55.</b> Comparación de resultados obtenidos en los análisis numéricos con modelos de deformación plana	291
<b>Cuadro 56.</b> Comparación de resultados obtenidos en los análisis numéricos con modelos axisimétricos	309

<b>Cuadro 57.</b> Resultados obtenidos de esfuerzos en los sólidos de excavación del modelo tridimensional .....	316
<b>Cuadro 58.</b> Resultados obtenidos de cargas en los sólidos de excavación del modelo tridimensional .....	317
<b>Cuadro 59.</b> Comparativa de resultados obtenidos para esfuerzos en la excavación del túnel .....	317
<b>Cuadro 60.</b> Comparativa de resultados obtenidos para esfuerzos y deformación en el Pozo 4.....	317
<b>Cuadro 61.</b> Comparativa de resultados obtenidos para cargas axiales en el Pozo 4 .....	317
<b>Cuadro 62.</b> Comparación de resultado obtenidos en el análisis de secciones transversales mediante análisis convencional y numérico.....	319
<b>Cuadro 63.</b> Comparación de resultados obtenidos en el análisis de pozos mediante análisis convencional y numérico .....	320
<b>Cuadro 64.</b> Presupuesto estimado para el Colector Rivera 2 .....	334
<b>Cuadro 65.</b> Correlaciones para $G_{max}$ y $V_s$ en suelos arcilloso. Fuente: Flores et.al (2017) .....	350
<b>Cuadro 66.</b> Correlaciones para $V_s = aN^b$ en suelos arenosos. Fuente: Vargas (2013) ...	350
<b>Cuadro 67.</b> Correlaciones para $G_{max} = aN^b$ en suelos arenosos. Fuente: Vargas (2013)	351
<b>Cuadro 68.</b> Criterio de Iwazaki para evaluar el potencial de licuación. Fuente: CCCR (2009).....	357
<b>Cuadro 69.</b> Referencia al valor de número de golpes en el Código Chino. Fuente: CCCR (2009).....	363
<b>Cuadro 70.</b> Aceleraciones horizontales (5% de amortiguamiento, afloramiento de suelo rígido, $V_s = 400$ m /s, efectos de directividad rumbo normal). Fuente: Modificado de APM Terminals (2016) .....	384
<b>Cuadro 71.</b> Resumen investigación geotécnica realizada. Fuente: APM Terminals (2016) .....	389
<b>Cuadro 72.</b> Resumen propiedades índice de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016).....	392
<b>Cuadro 73.</b> <i>Resumen de parámetros de resistencia al corte de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A.</i> Fuente: APM Terminals (2016).....	393
<b>Cuadro 74.</b> Resumen de parámetros elásticos coeficiente de Poisson y $K_0$ de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016) .....	394
<b>Cuadro 75.</b> Resumen de parámetros de consolidación de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016).....	395
<b>Cuadro 76.</b> Propiedades físicas mecánicas empleadas en el modelo geotécnico y para modelación numérica estática/dinámica. Fuente: Elaboración propia.....	399
<b>Cuadro 77.</b> Características de los sismos empleados .....	401
<b>Cuadro 78.</b> Parámetros de entrada del modelo UBC SAND y su correlación con $(N_1)_{60}$	428
<b>Cuadro 79.</b> Parámetros de entrada del modelo UBC SAND .....	428
<b>Cuadro 80.</b> Resumen de resultados para los modelos unidimensionales .....	437

<b>Cuadro 81.</b> Resumen de resultados para los modelos bidimensionales .....	437
<b>Cuadro 82.</b> Presupuesto desglosado estimado para la solución de vibro sustitución.....	444
<b>Cuadro 83.</b> Costo unitario para la solución de vibro sustitución .....	444

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Metodología general del proyecto.....	5
<b>Figura 2.</b> Metodología para la realización del trabajo de investigación aplicada .....	9
<b>Figura 3.</b> Pilotes de acero tipo H.....	14
<b>Figura 4.</b> Pilotes de acero tubulares con y son tapón. Fuente: Hannigan et.al (2016).....	15
<b>Figura 5.</b> Pilotes de concreto prefabricados. Fuente: Hannigan et.al (2016).....	16
<b>Figura 6.</b> Grúa sobre orugas para la hincas de pilotes. Fuente: Hannigan et.al (2016).....	17
<b>Figura 7.</b> Torre de hincas dedicada. Fuente: Hannigan et.al (2016) .....	18
<b>Figura 8.</b> Guía de hincas. Fuente: Hannigan et.al (2016) .....	18
<b>Figura 9.</b> Plantilla de hincas. Fuente: Hannigan et.al (2016).....	19
<b>Figura 10.</b> Vista de un casco agrietado. Fuente: Hannigan et.al (2016).....	19
<b>Figura 11.</b> Diferentes tipos de martillos de hincas. Fuente: Modificado de Hannigan et.al (2016).....	22
<b>Figura 12.</b> Distribución teórica de carga por fuste y por punta en un pilote. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	23
<b>Figura 13.</b> Mecanismo de falla por punta en un pilote. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	23
<b>Figura 14.</b> Fricción superficial negativa. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	33
<b>Figura 15.</b> Factor de reducción para estimar la variación del esfuerzo cíclico cortante con la profundidad. Fuente: CCCR (2009) .....	36
<b>Figura 16.</b> Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limpias, $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009).....	36
<b>Figura 17.</b> Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limosas, $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009).....	37
<b>Figura 18.</b> Ejemplo de una malla de elementos finitos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)	38
<b>Figura 19.</b> Sistema global de coordenadas y convención de signos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018).....	39
<b>Figura 20.</b> Ilustración esquemática del problema de deformación plana y simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) .....	39
<b>Figura 21.</b> Aplicación del estado de deformación plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) .....	40
<b>Figura 22.</b> Aplicación de estados de simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018).....	40
<b>Figura 23.</b> Aplicación de estados de tensión plana .....	41
<b>Figura 24.</b> Ubicación general del proyecto. Fuente: APM Terminals (2016).....	42
<b>Figura 25.</b> Vista en planta general del proyecto de reclamación. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016) .....	43
<b>Figura 26.</b> Mapa geológico de la Costa Rica – Sitio de proyecto. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016) .....	44
<b>Figura 27.</b> Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: APM Terminals (2016)	45

<b>Figura 28.</b> Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).....	46
<b>Figura 29.</b> Perfil geotécnico C-C´. Fuente: modificado de APM Terminals (2016).....	50
<b>Figura 30.</b> Modelo geotécnico aplicable al Muelle, corte C-C´ .....	50
<b>Figura 31.</b> Sección transversal de la plataforma de atraque Fuente: APM Terminals (2016).....	56
<b>Figura 32.</b> Vista en planta de la plataforma de atraque. Fuente: APM Terminals (2016) .	56
<b>Figura 33.</b> Análisis de licuación – Salida de resultados del software Licuar Pro. Fuente: APM Terminals (2016) .....	59
<b>Figura 34.</b> Modelación realizada para determinación de capacidad estática de la cimentación profunda. Fuente: Rocscience RSPile (2018) .....	61
<b>Figura 35.</b> Definición de las características de los materiales Fuente: Rocscience RSPile (2018).....	62
<b>Figura 36.</b> Definición de las características de pilotes tubulares. Fuente: Rocscience RSPile (2018).....	62
<b>Figura 37.</b> Definición de las características de los materiales. Fuente: Rocscience RSPile (2018).....	63
<b>Figura 38.</b> Capacidad de carga - profundidad.....	63
<b>Figura 39.</b> Curvas de capacidad-profundidad. Pilotes 760x25mm y 600x25mm. Fuente: Rocscience RSPile (2018).....	64
<b>Figura 40.</b> Variación del esfuerzo total y efectivo contra la profundidad, para la estratigrafía típica.....	65
<b>Figura 41.</b> Curva capacidad axial para pilote de la Fila A CON Tapón, diámetros de 610 mm y 760 mm .....	66
<b>Figura 42.</b> Curva capacidad axial para pilote de la Fila A SIN Tapón, diámetros de 610 mm y 760 mm .....	66
<b>Figura 43.</b> Ingreso de propiedades elásticas de las unidades de suelo .....	71
<b>Figura 44.</b> Ingreso de propiedades de los elementos tipo pilote de acero.....	72
<b>Figura 45.</b> Etapa 1: estado inicial del terreno.....	72
<b>Figura 46.</b> Etapa 2: hincia de pilotes tubulares de acero .....	73
<b>Figura 47.</b> Etapa 3: excavación y mejoramiento de suelos .....	74
<b>Figura 48.</b> Etapa 4: cargas axiales en pilotes .....	74
<b>Figura 49.</b> Etapa 5: desplazamiento lateral del muelle.....	75
<b>Figura 50.</b> Distribución de presiones de poro en la Etapa 1 .....	75
<b>Figura 51.</b> Distribución de esfuerzos totales en la Etapa 1 .....	76
<b>Figura 52.</b> Distribución de esfuerzos efectivos en la Etapa 1 y Etapa 2, respectivamente	76
<b>Figura 53.</b> Deformación vertical en la punta de los pilotes – Carga Axial.....	77
<b>Figura 54.</b> Deformación vertical en la punta de los pilotes – Carga Axial + Desplazamiento .....	78
<b>Figura 55.</b> Momento flector en los pilotes – Carga Axial .....	78

<b>Figura 56.</b> Momento flector en los pilotes – Carga Axial + Desplazamiento .....	79
<b>Figura 57.</b> Momento flector en pilote A .....	79
<b>Figura 58.</b> Momento flector en pilote F .....	80
<b>Figura 59.</b> Distribución de carga axial en los pilotes .....	80
<b>Figura 60.</b> Distribución de carga axial en pilote A .....	81
<b>Figura 61.</b> Distribución de carga axial en pilote F .....	81
<b>Figura 62.</b> Distribución porcentual del presupuesto .....	111
<b>Figura 63.</b> Metodología para la realización del trabajo de investigación aplicada .....	119
<b>Figura 64.</b> Presión lateral del suelo en un muro de retención. Fuente: Modificado de Das (2012).....	121
<b>Figura 65.</b> Presión activa de Coulomb. Fuente: Modificado de Das (2012).....	122
<b>Figura 66.</b> Presión pasiva de Coulomb. Fuente: Modificado de Das (2012).....	123
<b>Figura 67.</b> Presión lateral casada por una carga de franja. Fuente: Modificado de Das (2012).....	124
<b>Figura 68.</b> Presión activa en condición sísmica. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	125
<b>Figura 69.</b> Determinación del punto de acción de $\Delta P_{ae}$ . Fuente: Modificado de Das (2012) .....	126
<b>Figura 70.</b> Tablestacas de madera. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	127
<b>Figura 71.</b> Tablestacas de concreto. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	128
<b>Figura 72.</b> Tablestacas de acero. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	128
<b>Figura 73.</b> Secuencia de ejecución de muro con tablestacas. Fuente: Modificado de Das (2012).....	129
<b>Figura 74.</b> Modos de falla profunda. Fuente: Modificado de USACE (1994) .....	130
<b>Figura 75.</b> Modos de falla por inadecuada penetración de la pantalla. Fuente: Modificado de USACE (1994) .....	130
<b>Figura 76.</b> Modo de falla estructural de la pantalla Fuente: Modificado de USACE (1994) .....	131
<b>Figura 77.</b> Modo de falla del anclaje. Fuente: Modificado de USACE (1994) .....	131
<b>Figura 78.</b> Tablestaca en voladizo que penetra arena. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	132
<b>Figura 79.</b> Tablestaca en voladizo – Variación del diagrama de presión neta. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	132
<b>Figura 80.</b> Tablestaca anclada – método de apoyo simple y método de apoyo empotrado. ....	136
<b>Figura 81.</b> Diagrama de presiones – Tablestaca anclada en arenas. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	137
<b>Figura 82.</b> Tipos de anclas en muros de tablestacas. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	138
<b>Figura 83.</b> Ancla con bloque continuo. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	139

<b>Figura 84.</b> Geometría de bloque de anclaje en excavación. Fuente: Modificado de Das (2012).....	139
<b>Figura 85.</b> Geometría de bloque de anclaje independiente. Fuente: Modificado de Das (2012).....	140
<b>Figura 86.</b> Determinación del parámetro $B_e$ – Longitud equivalente. Fuente: Modificado de Das (2012) .....	140
<b>Figura 87.</b> Distancia desde el epicentro hasta el sitio más lejano donde ocurrió licuación. ....	142
<b>Figura 88.</b> Factor de reducción para estimar la variación del esfuerzo cíclico cortante con la profundidad. Fuente: CCCR (2009) .....	144
<b>Figura 89.</b> Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limpias, $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009).....	145
<b>Figura 90.</b> Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limosas, $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009).....	145
<b>Figura 91.</b> Ejemplo de una malla de elementos finitos Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) .....	147
<b>Figura 92.</b> Sistema global de coordenadas y convección de signos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018).....	148
<b>Figura 93.</b> Ilustración esquemática del problema de deformación plana y simetría axial Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) .....	148
<b>Figura 94.</b> Aplicación del estado de deformación plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) .....	149
<b>Figura 95.</b> Aplicación de estados de simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)...	149
<b>Figura 96.</b> Aplicación de estados de tensión plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) ..	150
<b>Figura 97.</b> Ubicación general del proyecto. Fuente: APM Terminals (2016).....	151
<b>Figura 98.</b> Vista en planta general del proyecto de reclamación. Ubicación del muelle de remolcadores. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016) .....	152
<b>Figura 99.</b> Mapa geológico de la Costa Rica – Sitio de proyecto. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016) .....	153
<b>Figura 100.</b> Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: APM Terminals (2016) .....	157
<b>Figura 101.</b> Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016). ....	158
<b>Figura 102.</b> Perforaciones SPT y ensayos CPTu realizados propiamente en la zona de muelle de remolcadores. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016). ....	158
<b>Figura 103.</b> Estratigrafía para el Muelle de Remolcadores. Fuente: modificado de APM Terminals (2016) .....	166
<b>Figura 104.</b> Modelo geotécnico muelle de remolcadores .....	167
<b>Figura 105.</b> Ubicación del muelle de remolcadores. Fuente: modificado de APM Terminals (2016).....	167



<b>Figura 106.</b> Análisis de potencial de licuación frente al muro, perforación B24-12, PGA=0.24 g. ....	169
<b>Figura 107.</b> Análisis de potencial de licuación frente al muro, perforación B24-12, PGA=0.74 g. ....	170
<b>Figura 108.</b> Análisis de potencial de licuación tras el muro, perforación B24-12, PGA=0.24 g. ....	170
<b>Figura 109.</b> Análisis de potencial de licuación tras el muro, perforación B24-12, PGA=0.74 g. ....	171
<b>Figura 110.</b> Análisis de potencial de licuación tras el muro, Mejoramiento, PGA=0.74 g. ....	172
<b>Figura 111.</b> Método de ejecución de columnas de grava en vía húmeda. Fuente: Keller Cimentaciones .....	173
<b>Figura 112.</b> Valor de $N_{spt}$ antes y después de la vibro sustitución. Fuente: Keller Cimentaciones .....	173
<b>Figura 113.</b> Determinación empotramiento caso Estático. D = 4.0 m. ....	175
<b>Figura 114.</b> Modelo de cálculo utilizado en GEO5 .....	176
<b>Figura 115.</b> Determinación solicitaciones tablestaca caso estático. $M_{max} = 432$ kN-m / $V_{max} = 150$ kN. ....	176
<b>Figura 116.</b> Estimación de la ubicación del bloque de anclaje .....	177
<b>Figura 117.</b> Determinación empotramiento caso Dinámico. D = 4.5 m .....	178
<b>Figura 118.</b> Determinación solicitaciones tablestaca caso dinámico. $M_{max} = 969$ kN-m / $V_{max} = 333$ kN. ....	179
<b>Figura 119.</b> Estabilidad global caso estático .....	180
<b>Figura 120.</b> Estabilidad global caso dinámico .....	180
<b>Figura 121.</b> Modelo elemento finito del muro de tablestacas anclado .....	182
<b>Figura 122.</b> Fase 3 – Excavación a la cota 0.5 msnm. ....	183
<b>Figura 123.</b> Fase 4 – Colocación de anclaje en la cota 0.5 msnm .....	184
<b>Figura 124.</b> Fase 5 – Dragado a la cota -8.5 msnm .....	185
<b>Figura 125.</b> Fase 6 – Carga distribuida en la corona .....	185
<b>Figura 126.</b> Resultados Fase 1 – Estado de esfuerzos iniciales .....	186
<b>Figura 127.</b> Resultados Fase 3 – Excavación cota 0.5 msnm. ....	187
<b>Figura 128.</b> Resultados Fase 4 – Colocación de anclaje. Momento Tablestaca .....	187
<b>Figura 129.</b> Resultados Fase 4 – Colocación de anclaje. Carga axial anclaje .....	188
<b>Figura 130.</b> Resultados Fase 5 – Dragado a la cota -8.5 msnm. Momento tablestaca... ..	188
<b>Figura 131.</b> Resultados Fase 5 – Dragado a la cota -8.5 msnm. Carga axial anclaje .....	189
<b>Figura 132.</b> Resultados Fase 6 – Sobrecarga. Momento tablestaca .....	189
<b>Figura 133.</b> Resultados Fase 6 – Sobrecarga. Carga axial anclaje .....	190
<b>Figura 134.</b> Resultados Fase 7 – Condición Pseudo estática. Momento tablestaca .....	190
<b>Figura 135.</b> Resultados Fase 7 – Condición Pseudo estática. Carga axial anclaje .....	191
<b>Figura 136.</b> Variación del valor de cortante en función de la fase de ejecución .....	191

<b>Figura 137.</b> Variación del valor de momento en función de la fase de ejecución .....	192
<b>Figura 138.</b> Variación del valor de carga axial en función de la fase de ejecución .....	192
<b>Figura 139.</b> Desplazamientos de la tablestaca. Condición estática.....	193
<b>Figura 140.</b> Desplazamientos de la tablestaca. Condición dinámica.....	193
<b>Figura 141.</b> Plastificación del modelo en la Fase 3.....	194
<b>Figura 142.</b> Plastificación del modelo en la Fase 4.....	194
<b>Figura 143.</b> Plastificación del modelo en la Fase 7.....	195
<b>Figura 144.</b> Esfuerzo normal a la tablestaca – Condición estática .....	195
<b>Figura 145.</b> Esfuerzo normal a la tablestaca – Condición pseudo estática .....	196
<b>Figura 146.</b> Metodología para la realización del trabajo de investigación aplicada Taller 3 .....	211
<b>Figura 147.</b> Configuración típica de una hinka de tubo. (TBM, por sus siglas en ingles). Fuente: PJA (2017) .....	213
<b>Figura 148.</b> Configuración típica de micro túnel. (TBM, por sus siglas en ingles). Fuente: PJA (2017) .....	213
<b>Figura 149.</b> Máquina Perforadora de Túneles (TBM, por sus siglas en ingles). Fuente: PJA (2017) .....	214
<b>Figura 150.</b> Máquina Cortadora. Fuente: PJA (2017) .....	214
<b>Figura 151.</b> Máquina Cortadora con brazo de excavación. Fuente: PJA (2017) .....	215
<b>Figura 152.</b> Máquina de Lodos a Presión. Fuente: PJA (2017).....	215
<b>Figura 153.</b> Máquina de Equilibrio de Presión de Tierra. Fuente: PJA (2017).....	216
<b>Figura 154.</b> Diagrama de esfuerzos por hinka de la tubería. Fuente: ISTE (2004).....	219
<b>Figura 155.</b> Valores de coeficiente de estabilidad. Fuente: ISTE (2004).....	221
<b>Figura 156.</b> Valores de coeficiente de estabilidad. Fuente: ISTE (2004).....	222
<b>Figura 157.</b> Estado de esfuerzos alrededor de la tubería. Fuente: ISTE (2004).....	223
<b>Figura 158.</b> Planos de falla según el modelo de Terzaghi. Fuente: ISTE (2004).....	224
<b>Figura 159.</b> Estimación de la cohesión no drenada remoldeada. Fuente: ISTE (2004) ..	225
<b>Figura 160.</b> Acción de la fuerza activa. Fuente: ISTE (2004) .....	229
<b>Figura 161.</b> Efecto de una sobre carga $q_s$ . Fuente: ISTE (2004).....	230
<b>Figura 162.</b> Principio de cálculo de la pared de pozo. Fuente: ISTE (2004).....	232
<b>Figura 163.</b> Presión lateral del suelo en un muro de retención. Fuente: Modificado de Das (2012).....	233
<b>Figura 164.</b> Presión activa de Coulomb. Fuente: Modificado de Das (2012).....	234
<b>Figura 165.</b> Presión pasiva de Coulomb. Fuente: Modificado de Das (2012).....	235
<b>Figura 166.</b> Presión lateral casada por una carga de franja. Fuente: Modificado de Das (2012).....	236
<b>Figura 167.</b> Presión activa en condición sísmica. Fuente: Modificado de Das (2012) ....	237
<b>Figura 168.</b> Determinación del punto de acción de $\Delta P_{ae}$ . Fuente: Modificado de Das (2012) .....	238

<b>Figura 169.</b> Ejemplo de una malla de elementos finitos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)	239
<b>Figura 170.</b> Sistema global de coordenadas y convección de signos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)	240
<b>Figura 171.</b> Ilustración esquemática del problema de deformación plana y simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)	240
<b>Figura 172.</b> Aplicación del estado de deformación plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)	241
<b>Figura 173.</b> Aplicación de estados de simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)	241
<b>Figura 174.</b> Aplicación de estados de tensión plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)	242
<b>Figura 175.</b> Afectación producida por el Colector Rivera 2. Fuente: CONAVI (2019)	244
<b>Figura 176.</b> Trazo de reubicación del Colector Rivera 2. Fuente: CONAVI (2019)	244
<b>Figura 177.</b> Perfil hidráulico para el caudal del diseño de obras del Colector Rivera 2. Fuente: CONAVI (2019)	245
<b>Figura 178.</b> Diagrama litológico en el punto denominado como GPS 9. Fuente: ICE (2019)	246
<b>Figura 179.</b> Fotografías de la Unidad Inferior de Cenizas. Fuente: ICE (2019)	247
<b>Figura 180.</b> Fotografías de la Unidad Aluvial Fina. Fuente: ICE (2019)	248
<b>Figura 181.</b> Fotografías de la Unidad Superior de Cenizas. Fuente: ICE (2019)	248
<b>Figura 182.</b> Ubicación de los ensayos realizados por el ICE. Fuente: ICE (2019)	249
<b>Figura 183.</b> Modelos de las capas basados en velocidad de onda. Fuente: ICE (2019)	250
<b>Figura 184.</b> Modelos de las capas basados en resistividad eléctrica. Fuente: ICE (2019)	252
<b>Figura 185.</b> Resultados del ensayo DMT 18-194. Fuente: Modificado de ICE (2019)	255
<b>Figura 186.</b> Resultados del ensayo DMT 18-195. Fuente: Modificado de ICE (2019)	256
<b>Figura 187.</b> Resultados del ensayo DMT 18-196. Fuente: Modificado de ICE (2019)	256
<b>Figura 188.</b> Resultados del ensayo DMT 18-197. Fuente: Modificado de ICE (2019)	257
<b>Figura 189.</b> Unidades de materiales. Fuente: Modificado de ICE (2019)	265
<b>Figura 190.</b> Perfil geotécnico y ubicación de eje de tubería y pozos	267
<b>Figura 191.</b> Sección transversal estación 0+010	267
<b>Figura 192.</b> Sección transversal estación 0+140	268
<b>Figura 193.</b> Sección transversal estación 0+260	268
<b>Figura 194.</b> Ejemplo de Perfil Longitudinal de Desplazamiento (LDP). Fuente: Vlachopoulos y Diederichs (2009)	272
<b>Figura 195.</b> Grafica para obtener la deformación para la colocación de refuerzo. Fuente: Tutorial Phase2, Rocscience	273
<b>Figura 196.</b> Modelo numérico para la sección 0+010 – Mínima cobertura.	275
<b>Figura 197.</b> Determinación de la fase de instalación del soporte según el método de Reemplazo de Núcleo, para la sección 0+010	275
<b>Figura 198.</b> Plastificación para la sección 0+010 – Mínima cobertura.	276

<b>Figura 199.</b> Esfuerzo Sigma 1 para la sección 0+010 – Mínima cobertura. ....	276
<b>Figura 200.</b> Esfuerzo Sigma 3 para la sección 0+010 – Mínima cobertura. ....	276
<b>Figura 201.</b> Distribución de sigma 1 en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura.....	277
<b>Figura 202.</b> Distribución de sigma 3 en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura.....	278
<b>Figura 203.</b> Carga axial en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura.....	278
<b>Figura 204.</b> Cortante en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura. ....	279
<b>Figura 205.</b> Momento en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura. ....	279
<b>Figura 206.</b> Desplazamiento superficial para la sección 0+010 – Mínima cobertura. ....	279
<b>Figura 207.</b> Modelo numérico para la sección 0+140 – Máxima cobertura. ....	280
<b>Figura 208.</b> Determinación de la fase de instalación del soporte según el método de Reemplazo de Núcleo, para la sección 0+140 .....	280
<b>Figura 209.</b> Plastificación para la sección 0+140 – Maxima cobertura.....	281
<b>Figura 210.</b> Esfuerzo Sigma 1 para la sección 0+140 – Máxima cobertura.....	281
<b>Figura 211.</b> Esfuerzo Sigma 3 para la sección 0+140 – Máxima cobertura.....	282
<b>Figura 212.</b> Distribución de sigma 1 en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura.....	282
<b>Figura 213.</b> Distribución de sigma 3 en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura.....	283
<b>Figura 214.</b> Carga axial en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura.....	284
<b>Figura 215.</b> Cortante en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura. ....	284
<b>Figura 216.</b> Momento en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura. ....	285
<b>Figura 217.</b> Desplazamiento superficial para la sección 0+140 – Máxima cobertura. ....	285
<b>Figura 218.</b> Modelo numérico para la sección 0+265 – Corte por Aluvión. ....	286
<b>Figura 219.</b> Plastificación para la sección 0+265 – Excavación Aluvión. ....	286
<b>Figura 220.</b> Esfuerzo Sigma 1 para la sección 0+265 – Excavación Aluvión. ....	287
<b>Figura 221.</b> Esfuerzo Sigma 3 para la sección 0+265 – Excavación Aluvión. ....	287
<b>Figura 222.</b> Distribución de sigma 1 en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión. ....	288
<b>Figura 223.</b> Distribución de sigma 3 en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión. ....	288
<b>Figura 224.</b> Carga axial en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.....	289
<b>Figura 225.</b> Cortante en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.....	289
<b>Figura 226.</b> Momento en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.....	290
<b>Figura 227.</b> Desplazamiento superficial para la sección 0+265 – Excavación Aluvión...	290
<b>Figura 228.</b> Modelo axisimétrico para el Pozo 2. ....	291
<b>Figura 229.</b> Esfuerzo sigma 1 para el Pozo 2. ....	292
<b>Figura 230.</b> Esfuerzo sigma 3 para el Pozo 2. ....	292

<b>Figura 231.</b> Desplazamientos para el Pozo 2. ....	293
<b>Figura 232.</b> Esfuerzos en la cimentación del fondo del Pozo 2. ....	293
<b>Figura 233.</b> Esfuerzos horizontales en la pared del Pozo 2. ....	294
<b>Figura 234.</b> Desplazamientos horizontales en la pared del Pozo 2. ....	294
<b>Figura 235.</b> Desplazamientos superficiales para el Pozo 2. ....	295
<b>Figura 236.</b> Fuerza axial paralela a la pared del Pozo 2. ....	295
<b>Figura 237.</b> Fuerza axial tangencial a la pared del Pozo 2. ....	296
<b>Figura 238.</b> Fuerza cortante perpendicular a la pared del Pozo 2. ....	296
<b>Figura 239.</b> Momento flector perpendicular al eje de la pared del Pozo 2. ....	297
<b>Figura 240.</b> Modelo axisimétrico para el Pozo 4. ....	297
<b>Figura 241.</b> Esfuerzo sigma 1 para el Pozo 4. ....	298
<b>Figura 242.</b> Esfuerzo sigma 3 para el Pozo 4. ....	298
<b>Figura 243.</b> Desplazamientos para el Pozo 4. ....	299
<b>Figura 244.</b> Esfuerzos en la cimentación del fondo del Pozo 4. ....	299
<b>Figura 245.</b> Esfuerzos horizontales en la pared del Pozo 4. ....	300
<b>Figura 246.</b> Desplazamientos horizontales en la pared del Pozo 4. ....	300
<b>Figura 247.</b> Desplazamientos superficiales para el Pozo 4. ....	301
<b>Figura 248.</b> Fuerza axial paralela a la pared del Pozo 4. ....	301
<b>Figura 249.</b> Fuerza axial tangencial a la pared del Pozo 4. ....	302
<b>Figura 250.</b> Fuerza cortante perpendicular a la pared del Pozo 4. ....	302
<b>Figura 251.</b> Momento flector perpendicular al eje de la pared del Pozo 4. ....	303
<b>Figura 252.</b> Cortante máximo en el Pozo 4 – Base Restrignida. ....	304
<b>Figura 253.</b> Momento máximo en el Pozo 4 – Base Restrignida. ....	304
<b>Figura 254.</b> Carga axial en el Pozo 4 – Base Restrignida. ....	305
<b>Figura 255.</b> Carga axial en el Pozo 4 – Base Restrignida. ....	306
<b>Figura 256.</b> Carga axial tangencial en el Pozo 4 – Base Restrignida. ....	306
<b>Figura 257.</b> Momento en el Pozo 4 – Base Restrignida. ....	307
<b>Figura 258.</b> Momento tangencial en el Pozo 4 – Base Restrignida. ....	307
<b>Figura 259.</b> Cortante en el Pozo 4 – Base Restrignida. ....	308
<b>Figura 260.</b> Modelo numérico tridimensional – No excavado – Esfuerzos efectivos en Z .....	310
<b>Figura 261.</b> Modelo numérico tridimensional – Excavado – Esfuerzos efectivos en Z ...	310
<b>Figura 262.</b> Sección longitudinal – No excavado – Esfuerzos efectivos en Z.....	311
<b>Figura 263.</b> Sección longitudinal – Anillo 8 Excavado y Colocado – Esfuerzos efectivos en Z.....	311
<b>Figura 264.</b> Sección longitudinal – Tramo 2 Túnel Izquierdo Excavado y Soportado – Esfuerzos efectivos en Z .....	312

<b>Figura 265.</b> Sección longitudinal – Tramo 2 Túnel Derecho Excavado y Soportado – Esfuerzos efectivos en Z .....	312
<b>Figura 266.</b> Sección transversal por el centro del túnel – Sin Excavación – Esfuerzos efectivos en Y .....	313
<b>Figura 267.</b> Sección transversal por el centro del pozo – Anillo 8 Excavado y Soportado + Túnel derecho excavado y soportado – Esfuerzos efectivos en Y .....	313
<b>Figura 268.</b> Variación Sigma XX con la profundidad del pozo .....	314
<b>Figura 269.</b> Vista isométrica de los LINERS (Pozo de concreto + Tubería de Fibra de Vidrio).....	314
<b>Figura 270.</b> Desplazamiento en Z en los LINERS (Pozo de concreto + Tubería de Fibra de Vidrio).....	315
<b>Figura 271.</b> Fuerza axial en X en los LINERS (Pozo de concreto + Tubería de Fibra de Vidrio).....	315
<b>Figura 272.</b> Fuerza axial en Z en los LINERS (Pozo de concreto + Tubería de Fibra de Vidrio).....	316
<b>Figura 273.</b> Metodología para la realización del trabajo de investigación aplicada Taller 4 .....	343
<b>Figura 274.</b> Ejemplo de obra construida mediante rellenos de reclamación / hidráulicos. Fuente: Hoff (2012) .....	345
<b>Figura 275.</b> Elemento representativo de suelo sometido a ondas sísmicas. Fuente: Modificado de Vargas (2013) .....	345
<b>Figura 276.</b> Modelo para un estrato. Fuente: Modificado de Vargas (2013).....	346
<b>Figura 277.</b> Función de transferencia sin amortiguamiento. Fuente: Modificado de Vargas (2013).....	347
<b>Figura 278.</b> Sistema elástico-lineal con amortiguamiento viscoso e histerético. Fuente: Modificado de Vargas (2013) .....	348
<b>Figura 279.</b> Función de transferencia. Fuente: Modificado de Vargas (2013) .....	349
<b>Figura 280.</b> Variación de G y h por el modelo lineal equivalente. Fuente: Modificado de Vargas (2013) .....	350
<b>Figura 281.</b> Estimación de $G_0$ . Fuente: Modificado de Vargas (2013) .....	351
<b>Figura 282.</b> Variación del amortiguamiento y el módulo de cortante. Fuente: Ishihara (1996).....	352
<b>Figura 283.</b> Diagrama de flujo para el método lineal equivalente. Fuente: Vargas (2013) .....	354
<b>Figura 284.</b> Distancia desde el epicentro hasta el sitio más lejano donde ocurrió licuación. Fuente: Modificado de Vargas (2012) .....	356
<b>Figura 285.</b> Factor de reducción para estimar la variación del esfuerzo cíclico cortante con la profundidad. Fuente: CCCR (2009) .....	358
<b>Figura 286.</b> Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limpias, $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009).....	359

<b>Figura 287.</b> Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limosas, $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009).....	360
<b>Figura 288.</b> Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limosas, $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009).....	361
<b>Figura 289.</b> Factores Escalares por Magnitud derivados por varios investigadores. Fuente: Hernández (2010) .....	362
<b>Figura 290.</b> Curva para determinar CRR a partir del ensayo CPT. Fuente: Hernández (2010).....	365
<b>Figura 291.</b> Ejemplo de una malla de elementos finitos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) .....	367
<b>Figura 292.</b> Sistema global de coordenadas y convección de signos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018).....	367
<b>Figura 293.</b> Ilustración esquemática del problema de deformación plana y simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) .....	368
<b>Figura 294.</b> Aplicación del estado de deformación plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) .....	368
<b>Figura 295.</b> Aplicación de estados de simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018).369	
<b>Figura 296.</b> Aplicación de estados de tensión plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018) 370	
<b>Figura 297.</b> Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales consolidados-drenados. ....	373
<b>Figura 298.</b> Parámetros de rigidez del modelo Hardening Soil con pequeñas deformaciones.....	375
<b>Figura 299.</b> Espacio $q$ - $p'$ y línea de estado crítico (CSL). Fuente: Modificado de Manual GesoStudio (2018) .....	376
<b>Figura 300.</b> Trayectoria de esfuerzos efectivos para una arena suelta en un ensayo triaxial no drenado. Fuente: Modificado de Manual GesoStudio (2018).....	377
<b>Figura 301.</b> Superficie de colapso. Fuente: Modificado de Manual GesoStudio (2018) .378	
<b>Figura 302.</b> Trayectoria de esfuerzo cíclico de B a la superficie de colapso. Fuente: Modificado de Manual GesoStudio (2018).....	379
<b>Figura 303.</b> Ubicación general del proyecto. Fuente: APM Terminals (2016).....	380
<b>Figura 304.</b> Vista en planta general del proyecto de reclamación. Ubicación del relleno hidráulico 2A. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016) .....	381
<b>Figura 305.</b> Mapa geológico de la Costa Rica – Sitio de proyecto. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016) .....	382
<b>Figura 306.</b> Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: APM Terminals (2016) .....	386
<b>Figura 307.</b> Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016). ....	387
<b>Figura 308.</b> Perforaciones BH/SPT y ensayos CPTu realizados propiamente en la zona de relleno de reclamación. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016). ....	388

<b>Figura 309.</b> Perfiles longitudinales analizados. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).....	396
<b>Figura 310.</b> Perfiles longitudinales analizados. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).....	396
<b>Figura 311.</b> Estratigrafía por los cortes A-A, B-B y C-C. ....	397
<b>Figura 312.</b> Estratigrafía por los cortes F-F y G-G. ....	397
<b>Figura 313.</b> Perfil de análisis longitudinal.....	398
<b>Figura 314.</b> Perfil de análisis transversal. ....	398
<b>Figura 315.</b> Plan de análisis del problema planteado.....	400
<b>Figura 316.</b> Acelerograma para el sismo de Limón, 1991, señal registrada en Limón. Recortado al periodo de 9 a 35 s.....	401
<b>Figura 317.</b> Acelerograma para el sismo de Samara, 2012, señal registrada en Limón. Recortado al periodo de 120 a 170 s.....	402
<b>Figura 318.</b> Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil A-A' ..... 403	403
<b>Figura 319.</b> Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil B-B' ..... 403	403
<b>Figura 320.</b> Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil C-C' ..... 404	404
<b>Figura 321.</b> Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil F-F' ..... 404	404
<b>Figura 322.</b> Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil G-G' ..... 405	405
<b>Figura 323.</b> Análisis de licuación a partir de valores de CPT para el perfil A-A' ..... 406	406
<b>Figura 324.</b> Análisis de licuación a partir de valores de CPT para el perfil B-B' ..... 406	406
<b>Figura 325.</b> Análisis de licuación a partir de valores de CPT para el perfil C-C' ..... 406	406
<b>Figura 326.</b> Análisis de licuación a partir de valores de CPT para el perfil F-F' ..... 407	407
<b>Figura 327.</b> Análisis de licuación a partir de valores de CPT para el perfil G-G' ..... 407	407
<b>Figura 328.</b> Modelos unidimensionales analizados. Fuente: Resultados Proshake ..... 408	408
<b>Figura 329.</b> Acelerogramas usados en Proshake, escalados a 0.2g y 0.025g. Fuente: Resultados Proshake ..... 409	409
<b>Figura 330.</b> Distribución de velocidad de onda Vs con la profundidad. Fuente: Resultados Proshake..... 409	409
<b>Figura 331.</b> Esfuerzo cortante en el tiempo. Fuente: Resultados Proshake..... 410	410
<b>Figura 332.</b> Comportamiento del CSR para cada modelo y señal sísmica analizada. Fuente: Resultados Proshake ..... 410	410
<b>Figura 333.</b> Aceleración espectral. Fuente: Resultados Proshake..... 411	411
<b>Figura 334.</b> Velocidad espectral. Fuente: Resultados Proshake..... 411	411
<b>Figura 335.</b> Desplazamiento espectral. Fuente: Resultados Proshake ..... 411	411
<b>Figura 336.</b> Desplazamiento en función de la profundidad. Fuente: Resultados Proshake ..... 412	412
<b>Figura 337.</b> Función de transferencia en términos de amplitud. Fuente: Resultados Proshake..... 412	412
<b>Figura 338.</b> Modelos numéricos unidimensionales contruidos en Quake/W. Fuente: Resultados Quake/W ..... 413	413



<b>Figura 339.</b> Curva de reducción del módulo G para materiales no plásticos, arenas. Fuente: Resultados Quake/W .....	414
<b>Figura 340.</b> Curva de reducción del módulo G para materiales plásticos, arcillas. Fuente: Resultados Quake/W .....	414
<b>Figura 341.</b> Curva de reducción del módulo G para roca. Fuente: Resultados Quake/W .....	415
<b>Figura 342.</b> Curva de generación de exceso de presión de poro. Fuente: Resultados Quake/W.....	415
<b>Figura 343.</b> Curva de esfuerzos de corte en función de los ciclos de carga. Fuente: Resultados Quake/W .....	416
<b>Figura 344.</b> Curva típica de amortiguamiento para arcilla. Fuente: Resultados Quake/W .....	416
<b>Figura 345.</b> Esfuerzo efectivo, esfuerzo total y exceso de presión de poro, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W .....	417
<b>Figura 346.</b> Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W .....	417
<b>Figura 347.</b> Comparación aceleración en la base vrs. superficie, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W .....	418
<b>Figura 348.</b> Esfuerzo efectivo, esfuerzo total y exceso de presión de poro, modelo 3 capas, con relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W .....	418
<b>Figura 349.</b> Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo 3 capas, con relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W .....	419
<b>Figura 350.</b> Comparación aceleración en la base vrs. superficie, modelo 3 capas, con relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W .....	419
<b>Figura 351.</b> Esfuerzo efectivo, esfuerzo total y exceso de presión de poro, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W.....	420
<b>Figura 352.</b> Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W .....	420
<b>Figura 353.</b> Comparación aceleración en la base vrs. superficie, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W .....	421
<b>Figura 354.</b> Esfuerzo efectivo, esfuerzo total y exceso de presión de poro, modelo 3 capas, con relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W .....	421
<b>Figura 355.</b> Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo 3 capas, con relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W .....	422
<b>Figura 356.</b> Comparación aceleración en la base vrs. superficie, modelo 3 capas, con relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W .....	422
<b>Figura 357.</b> Modelo numérico bidimensional. Fuente: Resultados Quake/W .....	423
<b>Figura 358.</b> Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo bidimensional, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W.....	424
<b>Figura 359.</b> Comparación aceleración en la base vrs. superficie, modelo bidimensional, con relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W .....	424

<b>Figura 360.</b> Zonas licuables, <i>modelo bidimensional, sin relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W</i> .....	425
<b>Figura 361.</b> Zonas licuables, <i>modelo bidimensional, sin relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W</i> .....	425
<b>Figura 362.</b> Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, <i>modelo bidimensional, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W</i> .....	426
<b>Figura 363.</b> Comparación aceleración en la base vrs. superficie, <i>modelo bidimensional, con relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W</i> .....	426
<b>Figura 364.</b> Modelo numérico elaborado en el software MIDAS GTX. <i>Fuente: Resultados MIDAS GTX</i> .....	429
<b>Figura 365.</b> Varios tipos de mejoramiento por remplazado profundo. <i>Fuente: Modificado de Jie Han (2015)</i> .....	430
<b>Figura 366.</b> Determinación del valor $(N_1)_{60}$ necesario. <i>Fuente: Modificado de Jie Han (2015)</i> .....	431
<b>Figura 367.</b> Determinación del área de remplazo. <i>Fuente: Modificado de Jie Han (2015)</i> .....	432
<b>Figura 368.</b> Método de ejecución de columnas de grava en vía húmeda. <i>Fuente: Keller Cimentaciones</i> .....	433
<b>Figura 369.</b> CSR y CRR e función de la profundidad para el relleno capa de arena mejorada .....	434
<b>Figura 370.</b> Factor de seguridad a la licuación para el perfil A-A. ....	434
<b>Figura 371.</b> Distribución de esfuerzos con la profundidad para las capas mejoradas. <i>Fuente: Resultados Quake/W</i> .....	435
<b>Figura 372.</b> Desplazamientos para el modelo mejorado. <i>Fuente: Resultados Quake/W</i> .....	435
<b>Figura 373.</b> Señal sísmica en la base y superficie del relleno para el modelo mejorado. <i>Fuente: Resultados Quake/W</i> .....	436

## **LISTA DE ABREVIATURAS**

1. FHWA: Federal Highway Administration
2. ASTM: American Society for Testing and Materials
3. CCCR: Código de Cimentaciones de Costa Rica
4. CSCR: Código Sísmico de Costa Rica
5. ASTM: American Society for Testing and Materials
6. SPT: Standard Penetration Test
7. CPT: Cone Penetration Teste
8. TCM: Terminal de Contenedores de Moín
9. APMT: APM Terminals
10. CONAVI: Consejo Nacional de Viabilidad
11. AYA: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados
12. ICE: Instituto Costarricense de Electricidad



UNIVERSIDAD DE  
COSTA RICA

SEP Sistema de  
Estudios de Posgrado

**Autorización para digitalización y comunicación pública de Trabajos Finales de Graduación del Sistema de Estudios de Posgrado en el Repositorio Institucional de la Universidad de Costa Rica.**

Yo, Danny Chacón Ramírez, con cédula de identidad 206030250, en mi condición de autor del TFG titulado Diseño geotécnico de cuatro obras asociadas a: Diseño geotécnico de cuatro obras asociadas a: cimentaciones profundas hincadas, pantallas de tablestacas ancladas, micro túneles y respuesta dinámica de rellenos de reclamación

Autorizo a la Universidad de Costa Rica para digitalizar y hacer divulgación pública de forma gratuita de dicho TFG a través del Repositorio Institucional u otro medio electrónico, para ser puesto a disposición del público según lo que establezca el Sistema de Estudios de Posgrado. SI ☒ NO \* ☐

\*En caso de la negativa favor indicar el tiempo de restricción: \_\_\_\_\_ año (s).

Este Trabajo Final de Graduación será publicado en formato PDF, o en el formato que en el momento se establezca, de tal forma que el acceso al mismo sea libre, con el fin de permitir la consulta e impresión, pero no su modificación.

Manifiesto que mi Trabajo Final de Graduación fue debidamente subido al sistema digital Kerwá y su contenido corresponde al documento original que sirvió para la obtención de mi título, y que su información no infringe ni violenta ningún derecho a terceros. El TFG además cuenta con el visto bueno de mi Director (a) de Tesis o Tutor (a) y cumplió con lo establecido en la revisión del Formato por parte del Sistema de Estudios de Posgrado.

**INFORMACIÓN DEL ESTUDIANTE:**

Nombre Completo: Danny Chacón Ramírez

Número de Carné: A81649 Número de cédula: 206030250

Correo Electrónico: dannychacon27@gmail.com

Fecha: 11/12/2020 Número de teléfono: +506 6101 4589

Nombre del Director (a) de Tesis o Tutor (a): Ing. Ana Monge Sandí, MSc

**FIRMA ESTUDIANTE**

Nota: El presente documento constituye una declaración jurada, cuyos alcances aseguran a la Universidad, que su contenido sea tomado como cierto. Su importancia radica en que permite abreviar procedimientos administrativos, y al mismo tiempo genera una responsabilidad legal para que quien declare contrario a la verdad de lo que manifiesta, puede como consecuencia, enfrentar un proceso penal por delito de perjurio, tipificado en el artículo 318 de nuestro Código Penal. Lo anterior implica que el estudiante se vea forzado a realizar su mayor esfuerzo para que no sólo incluya información veraz en la Licencia de Publicación, sino que también realice diligentemente la gestión de subir el documento correcto en la plataforma digital Kerwá.

## **I. CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN**

### **I.1. Planteamiento del problema**

El problema tratado en este trabajo de investigación aplicada consiste en la resolución de cuatro obras geotécnicas que forman parte de proyectos de obra pública relevantes, desarrolladas en los últimos años en Costa Rica. Los problemas para resolver se enmarcan dentro de los proyectos: Nueva Terminal de Contenedores de Moín y Ruta Nacional No.39 Circunvalación Norte.

La resolución de las cuatro obras geotécnicas permite aplicar los conceptos adquiridos mediante de los cursos que conforman el programa de Maestría Profesional en Ingeniería Geotecnia de la Universidad de Costa Rica. Dicha aplicación se da por medio de los cursos de Taller Aplicado, que se cursan de manera semestral, permitiendo desarrollar un tema independiente por semestre.

Los temas planteados en este trabajo de investigación se enfocan en el análisis, diseño, especificación y presupuesto de los siguientes problemas geotécnicos. Cada uno de los temas desarrollados corresponden a un de los talleres aplicados, según se resume a continuación:

- Taller Aplicado 1: Diseño geotécnico de una cimentación profunda a base de pilotes hincados para la plataforma de atraque de la nueva terminal de contenedores de Moín (TCM).
- Taller Aplicado 2: Diseño geotécnico de un muro de tablestacas para el muelle de remolcadores de la nueva terminal de contenedores de Moín (TCM).
- Taller Aplicado 3: Diseño geotécnico del micro túnel para la reubicación del colector sanitario Rivera 2, en el proyecto Circunvalación Norte.
- Taller Aplicado 4: Análisis dinámico del relleno de reclamación para la nueva terminal de contenedores de Moín (TCM).

Un aspecto relevante por resaltar es que, para cada uno de los cuatro problemas planteados, se desarrollada una etapa de modelación numérica que permite investigar, analizar, desarrollar criterios y adiestramientos en el uso de programas computacionales para la modelación numérica mediante técnicas de elemento finito. Esto permite reforzar una materia que en la actualidad toma cada día más fuerza dentro del área de la ingeniería geotécnica y que por ende obliga al profesional en esta rama a conocer y manejar con un nivel adecuado los conceptos detrás de los métodos numéricos aplicados a la geotécnica.

## **I.2. Importancia**

La importancia de la ejecución del trabajo propuesto radica en la aplicación de conceptos adquiridos en el programa de maestría en la resolución de problemas reales de ingeniería geotécnica. Así mismo, mediante el uso de modelación numérica en cada problema se analizan y comparan los resultados obtenidos mediante métodos de cálculo analíticos (que se basa en comportamientos asumidos y simplifican en algún grado los problemas de índole geotécnico) con los resultados obtenidos de la modelación numérica del problema que permite establecer relaciones de convergencia tanto en carga como en desplazamiento.

## **I.3. Objetivos**

### ***I.3.1. Objetivo general***

Diseñar y analizar cuatro obras geotécnicas asociadas a: cimentaciones profundas hincadas, pantallas de tablestacas ancladas, micro túneles y respuesta dinámica de rellenos de reclamación

### ***I.3.2. Objetivos específicos***

- Realizar investigaciones bibliográficas relacionadas a cimentaciones profundas hincadas, pantallas de tablestacas ancladas, micro túneles y respuesta dinámica de rellenos de reclamación.
- Definir el modelo geotécnico de cada sitio asociado a las obras a diseñar.
- Realizar el diseño geotécnico de cada obra.
- Realizar la modelación numérica de cada obra.
- Redactar especificaciones técnicas para cada diseño realizado.
- Definir el presupuesto aproximado de cada diseño realizado.

## **I.4. Delimitación del problema**

### ***I.4.1. Alcance***

- Los estudios realizados se limitan al sitio de cimentación de cada obra en particular.
- El análisis y diseño es geotécnico.
- Cada estudio se limita al uso de la información geotécnica disponible, obtenida de los ensayos in situ y pruebas de laboratorio realizadas durante la campaña de exploración para cada proyecto en particular, no se considera ningún análisis específico de cada tipo de ensayo realizado (SPT, CPTu, PMT etc.).
- Los modelos geotécnicos se limitan únicamente a la estratigrafía detectada y definida para cada proyecto en particular.

- El estudio no contempla la ejecución de algún tipo de ensayo de laboratorio o en sitio adicional.
- La modelación numérica es en 2 dimensiones, a excepción de la modelación asociada a la sección IV.4 Diseño geotécnico del micro túnel, donde se aplicó modelación tridimensional.
- El alcance del estudio depende de la disponibilidad y calidad de la información que se utiliza.
- El estudio económico se realiza sustentado en un estudio de costos aproximados del mercado.

#### ***1.4.2. Limitaciones***

- La calidad de la modelación numérica queda definida por la capacidad y limitaciones del software empleado en su versión libre o académica.
- La modelación numérica se realiza considerando modelos constitutivos lineales - elásticos, Mohr-Coulomb.
- No existen calibraciones de modelos constitutivos dependientes del estado de esfuerzo o avanzados para los materiales definidos en cada modelo geotécnico.
- Para el uso de modelos constitutivos dependientes del estado de esfuerzo o avanzados, se emplean parámetros típicos extraídos de fuentes bibliográficas.
- No se cuenta con resultados de ensayos de laboratorio para las propiedades dinámicas de los suelos y rocas, por lo que se utilizarán correlaciones empíricas para definir las.

### **1.5. Descripción de la metodología a usar**

La metodología planteada para la ejecución de este trabajo de investigación aplicado se observa en la **Figura 1.Fase 5**

La fase 5 consiste en la defensa pública del Trabajo Final de Investigación Aplicado desarrollado durante las cuatro fases anteriores.

A continuación, se describen de manera general las fases planteadas para la consecución de objetivos:

#### ***1.5.1. Fase 1***

La fase 1 se desarrolla en el curso Taller Aplicado I. El tema de investigación aplicado se enfoca en el estudio de cimentaciones profundas hincadas en arenas, aplicado específicamente a la plataforma de atraque de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín

(TCM). Se realiza la investigación bibliográfica asociada al tema, diseño geotécnico de la solución, modelación numérica, planos, especificaciones, presupuesto, recomendaciones y conclusiones. Lo anterior se desarrolla en tres entregas parciales y una presentación final ante el o la profesor (a) guía y un especialista invitado.

#### ***1.5.2. Fase 2***

La fase 2 se desarrolla en el curso Taller Aplicado II. El tema de investigación aplicado se enfoca en el estudio de tablestacas ancladas en arenas, aplicado específicamente a el muelle de remolcadores de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín (TCM). Se realiza la investigación bibliográfica asociada al tema, diseño geotécnico de la solución, modelación numérica, planos, especificaciones, presupuesto, recomendaciones y conclusiones. Lo anterior se desarrolla en tres entregas parciales y una presentación final ante el o la profesor (a) guía y un especialista invitado.

#### ***1.5.3. Fase 3***

La fase 3 se desarrolla en el curso Taller Aplicado III. El tema de investigación aplicado se enfoca en el estudio de micro túneles en suelos cohesivos y aluviones, aplicado específicamente a la reubicación del colector sanitario Rivera 2 dentro del proyecto Circunvalación Norte. Se realiza la investigación bibliográfica asociada al tema, diseño geotécnico de la solución, modelación numérica, planos, especificaciones, presupuesto, recomendaciones y conclusiones. Lo anterior se desarrolla en tres entregas parciales y una presentación final ante el o la profesor (a) guía y un especialista invitado.

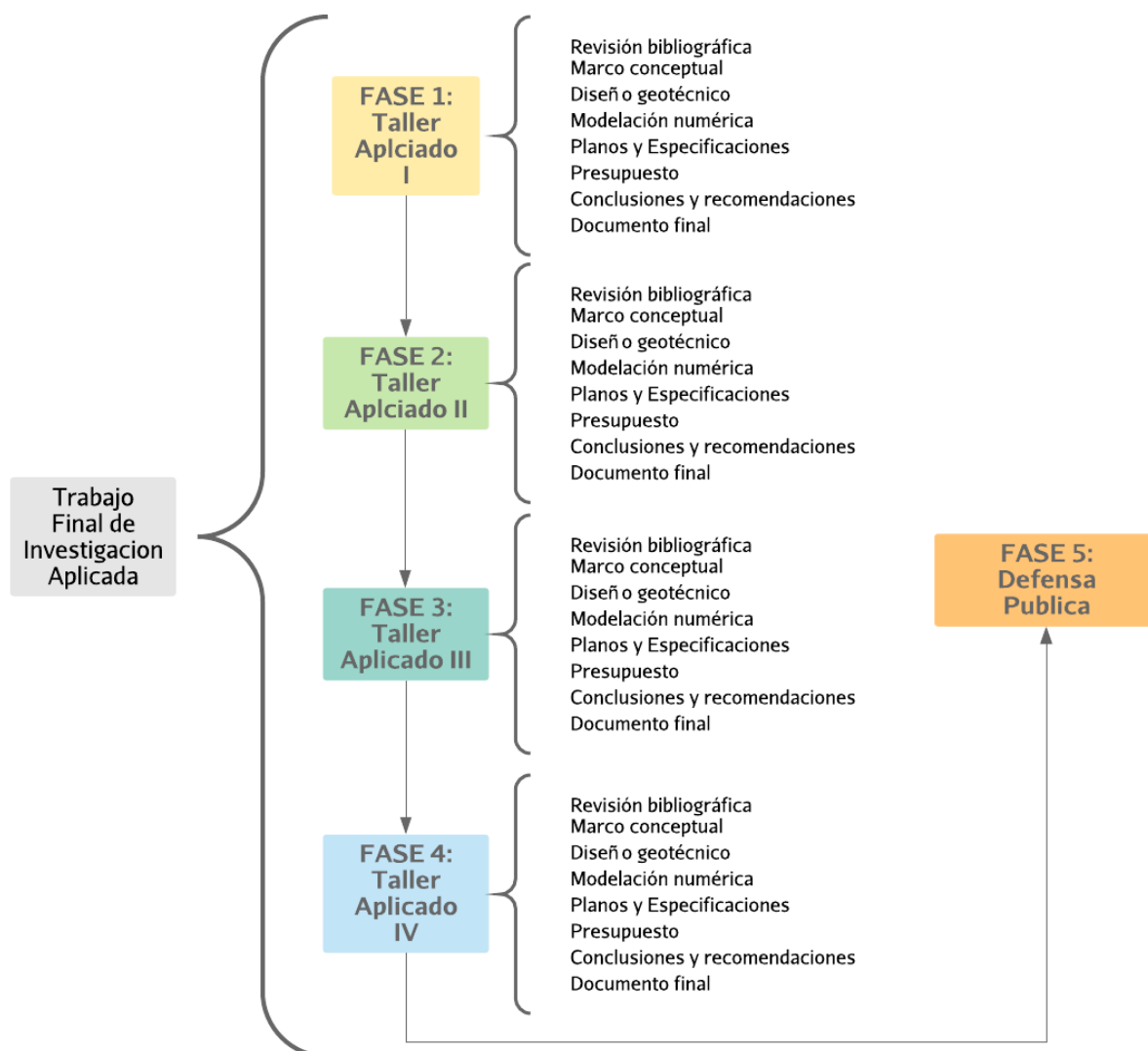
#### ***1.5.4. Fase 4***

La fase 4 se desarrolla en el curso Taller Aplicado IV. El tema de investigación aplicado se enfoca en el estudio de respuesta dinámico para la reclamación de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín (TCM). Se realiza la investigación bibliográfica asociada al tema, diseño geotécnico de la solución, modelación numérica, planos, especificaciones, presupuesto, recomendaciones y conclusiones. Lo anterior se desarrolla en tres entregas parciales y una presentación final ante el o la profesor (a) guía y un especialista invitado.

#### ***1.5.5. Fase 5***

La fase 5 consiste en la defensa publica del Trabajo Final de Investigación Aplicado desarrollado durante las cuatro fases anteriores.





**Figura 1.** Metodología general del proyecto

## **II. CAPITULO 2: DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN PROFUNDA A BASE DE PILOTES HINCADOS PARA LA PLATAFORMA DE ATRAQUE DE LA NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOÍN (TCM)**

### **II.1. Introducción**

#### **II.1.1. Planteamiento del problema**

Se define la cimentación profunda necesaria para apoyar la plataforma de atraque de la Nueva Terminal Contenedores de Moín. Se realiza un análisis mediante metodologías convencionales para el diseño de cimentaciones con pilotes hincados. Así mismo se realiza una evaluación del potencial de licuación. Finalmente, se modela numéricamente el problema a analizar con el fin analizar y validar el diseño obtenido.

#### **II.1.2. Objetivo general**

- Diseñar la cimentación profunda a base de pilotes hincados para la plataforma de atraque de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín (TCM).

#### **II.1.3. Objetivos específicos**

- Definir el modelo geotécnico del sitio de proyecto.
- Investigar las metodologías y criterios para el diseño geotécnico de cimentaciones profundas mediante pilotes hincados en arenas.
- Diseñar la cimentación profunda mediante el empleo de metodologías de análisis estático.
- Realizar el análisis de deformaciones de la cimentación profunda.
- Analizar el comportamiento geotécnico de la cimentación profunda ante carga lateral, utilizando modelación numérica.
- Analizar la seguridad de la cimentación profunda ante el fenómeno de licuación.
- Realizar la modelación numérica de la cimentación profunda mediante el software de elemento finito RS3 de Rocscience.
- Comparar los resultados obtenidos mediante métodos de cálculo estático y modelación numérica.
- Especificar el criterio de hinca para la cimentación profunda diseñada.
- Redactar las especificaciones técnicas para la ejecución de la cimentación profunda.
- Elaborar planos constructivos de la cimentación profunda diseñada.
- Elaborar el presupuesto estimado para la ejecución de la cimentación profunda diseñada.

#### ***II.1.4. Importancia***

La importancia del proyecto radica en diseñar la cimentación profunda de la plataforma de atraque para la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. Al tratarse el proyecto del diseño de una cimentación profunda para una obra portuaria, permite conocer una tipología de obra que no es de común ejecución en el ámbito costarricense. Ante la falta de conocimiento en la planeación, diseño y ejecución de obras portuarias, los diseños se basan en códigos o especificaciones internacionales, el presente proyecto permite analizar con mayor profundidad las acciones de diseño y tipologías estructurales para obras de atraque en puertos.

Por otro lado, el estudio permite analizar detalladamente el comportamiento geotécnico de la cimentación profunda hincada, mediante la modelación numérica en el software de elemento finito RS3 de Rocscience.

El estudio permite estimar de manera aproximada los costos asociados a la ejecución de cimentaciones profundas hincadas, que involucran el uso de equipo especializados como los son los martillos de hinca.

Además, permite profundizar en la redacción de especificaciones técnicas para el tipo de cimentación profunda analizada.

#### ***II.1.5. Alcance***

- El diseño de la cimentación profunda será geotécnico, no se considera ningún tipo de diseño estructural.
- El análisis se limita al tipo de cimentación profunda a base de pilotes hincados.
- El estudio se limita a la aplicación de métodos de análisis estáticos.
- El estudio se limita al uso de la información geotécnica disponible, obtenida de los ensayos in situ y pruebas de laboratorio realizadas durante la campaña de exploración, no se considera ningún análisis específico de cada tipo de ensayo realizado (SPT, CPTu, PMT etc.).
- El modelo geotécnico se limita únicamente a la estratigrafía detectada y definida para el proyecto en particular.
- El estudio se limita a el diseño geotécnico de la cimentación profunda hincada, no se contempla la realización de un análisis de hincabilidad

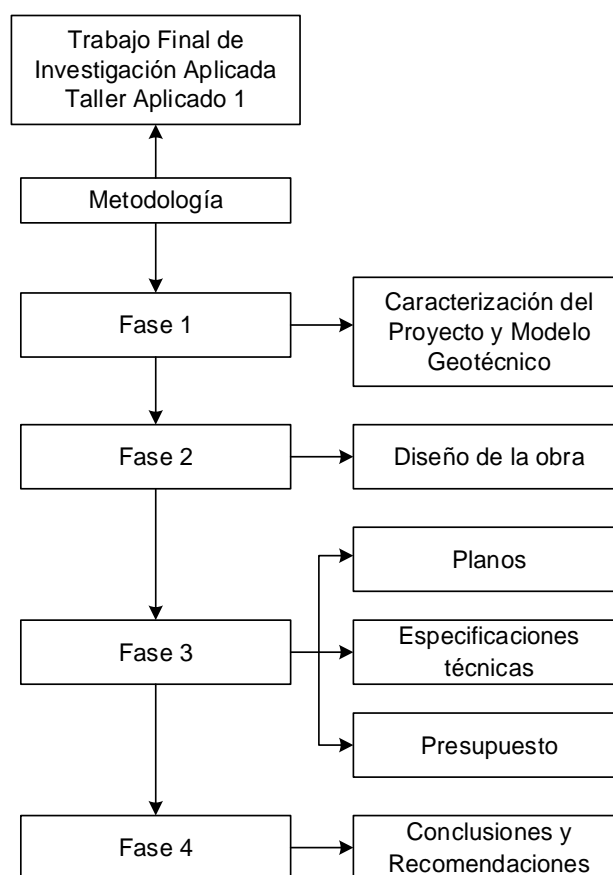
- El estudio no contempla la ejecución de algún tipo de ensayo de laboratorio, todo el análisis se realiza con base en los resultados obtenidos de la campaña geotécnica realizada para el proyecto de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín.
- La modelación numérica es en 2 dimensiones.
- El alcance del estudio depende de la disponibilidad y calidad de la información que se utiliza.
- El estudio económico se realiza sustentado en un estudio de costos aproximados del mercado.

#### ***II.1.6. Limitaciones***

- No se realizaron ensayos o pruebas de campo adicionales para evaluar las propiedades de los suelos o rocas.
- Los sondeos geotécnicos no alcanzan el contacto con la roca.

#### ***II.1.7. Metodología***

Para realizar el estudio de diseño geotécnico de la cimentación profunda de la plataforma de atraque de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín, se seguirá la metodología mostrada en la ***Figura 2***:



**Figura 2.** Metodología TFIA Taller 1

#### **II.1.7.1. Fase 1**

Se inicia esta fase analizando la información con la que se cuenta respecto a temas técnicos del proyecto de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. De esta revisión y análisis se deberá determinar la información esencial para el desarrollo del trabajo de investigación aplicada. Se extraerá toda la información relacionada con características geométricas, condiciones de sitio, características de los materiales, resultados de amenaza sísmica, etc. Se definirá el o los modelos geotécnicos a considerar. Se determinarán las cargas de servicio a emplear en el diseño de la cimentación.

Mediante la aplicación del software especializado RS3 Rocscience se realizará la modelación numérica del sitio.

#### **II.1.7.2. Fase 2**

Una vez definido el modelo geotécnico de estudio se procederá al diseño geotécnico de la cimentación profunda hincada, haciendo uso de la metodología de diseño por esfuerzos de trabajo. Se obtiene la longitud (cota de cimentación), diámetro o ancho del pilote a emplear.

Se evalúa la condición de servicio de la cimentación diseñada, estimando la deformación por consolidación y/o elástica. Así mismo, se evalúa la susceptibilidad de la cimentación a la licuación.

#### **II.1.7.3. Fase 3**

Con el diseño definido, se procederá a elaborar los planos constructivos de la cimentación profunda, así como las especificaciones técnicas de la misma. Dentro de las especificaciones técnicas, se profundizará en el criterio de hincado y las pruebas de verificación a implementar durante la fase constructiva.

Se determina el presupuesto aproximado de ejecución de la cimentación, considerando el costo de materiales, costo de maquinaria y otros.

#### **II.1.7.4. Fase 4**

Finalmente, con el problema planteado y resuelto, se realiza el análisis de resultados obteniéndose las conclusiones y recomendaciones del caso.

## **II.2. Marco teórico**

### **II.2.1. Generalidades**

El presente capítulo sintetiza en un marco teórico los temas que se consideran importantes para entender el desarrollo de este trabajo.

La tipología de cimentación profunda que se analiza y diseña en este estudio es del tipo hincada. Se realiza una revisión de la literatura aplicable donde se hace enfoque a:

- La metodología de diseño geotécnico por esfuerzos de trabajo.
- Estado límite de servicio, deformaciones máximas tolerables
- La metodología de diseño geotécnico de cimentaciones profundas hincadas.
- Breve revisión de la teoría de modelación numérica en ingeniería geotécnica.
- Descripción y métodos constructivos de cimentaciones profundas hincadas.

### II.2.2. Estado límite de falla - método de esfuerzos de trabajo

La metodología de diseño por esfuerzo de trabajo se enfoca en comparar esfuerzos producto de las cargas contra la resistencia disponible. Las cargas que deben considerarse para el diseño geotécnico son: carga permanente, carga temporal y carga accidental. Además deben tomarse en cuenta el peso propio de los elementos de la cimentación, cargas por excavación, empujes de rellenos, fricción negativa sobre pilotes, presiones de hinchamiento en suelos expansivos y cualquiera otra acción que se genere sobre la cimentación o en su vecindad. Una vez definidas las cargas, se determina la capacidad de soporte admisible. Para esto se define el concepto de Factor de Seguridad (FS) como la relación entre la capacidad soportante última de la cimentación ( $q_{ult}$ ) y el esfuerzo máximo de trabajo o admisible ( $q_{adm}$ ).

De tal manera que,

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{adm}} \quad \text{Ecuación 1}$$

El Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) recomienda los siguientes valores de FS, como se muestra en el **Cuadro 1**:

**Cuadro 1.** Factores de seguridad para capacidad de soporte

Carga	Tradicional
Estática	3.0
Estática + Dinámica	2.0

Fuente: Modificado de Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009)

Para condiciones de carga excéntrica y en términos de presiones máximas y mínimas pueden utilizarse los siguientes valores según se muestran en el **Cuadro 2**:

**Cuadro 2.** Factores de seguridad para capacidad de soporte

Carga	Relación $\frac{q_{min}}{q_{max}}$	FS
Estática	Mayor o igual que 0.25	3.0
	Menor que 0.25	2.5
Estática + Dinámica	Mayor o igual que 0.25	2.0
	Menor que 0.25	1.6

Fuente: Modificado de Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009)

### II.2.3. Estado límite de servicio – deformaciones

La revisión del estado de servicio de una cimentación consiste en la comparación de los asentamientos, inclinaciones y deformaciones diferencias máximos admisibles con los valores calculados. El Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) presenta valores de asentamiento total admisible, según se muestra en el **Cuadro 3**:

**Cuadro 3.** Asentamiento total admisible

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento Máximo
Asentamiento total	Drenaje	15 – 30 cm
	Acceso	30 – 60 cm
	Estructuras con muros de mampostería	2.5 – 5.0 cm
	Estructuras reticulares	5.0 -10 cm
	Silos y placas	7.0 30.0 cm
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelvo	Depende de altura y ancho
	Inclinación de chimeneas y torres	0.004 l
	Rodadura de caminos, etc.	0.001 l
	Almacenamiento de mercancías	0.01 l
	Funcionamiento de máquinas telares de algodón	0.0003 l
	Funcionamiento de máquinas turbo generadoras	0.0002 l
	Carriles grúas	0.003 l
	Drenaje de soleras	0.01 – 0.02 l
	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005 – 0.001 l
	Fábrica de una planta, figuración de muros de ladrillo	0.001 – 0.002 l
Asentamientos diferenciales	Fisuración de repellos	0.001 l
	Marcos de concreto reforzado	0.0025 – 0.004 l
	Muros de concreto reforzado	0.003 l
	Maros metálicos continuos	0.002 l
	Marcos metálicos sencillos	0.005 l

Fuente: Modificado de Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009)

Adicionalmente a los criterios presentados anteriormente, se presenta a continuación el criterio que se estable en las Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y



Portuarias (ROM 05-05) del Ministerio de Fomento de España (Sorlano, 2005), propiamente para estructuras como la analizada en este estudio:

El movimiento diferencial entre dos partes de una estructura es el que puede introducir esfuerzos que la dañen y ese movimiento diferencial es una fracción del movimiento total. Se denomina distorsión angular al cociente entre el movimiento diferencial y la distancia entre los puntos que se produce. Las estructuras normales de concreto y acero pueden soportar distorsiones del orden de 1/150 como máximo; esa tolerancia puede ser hasta sólo la mitad (1/300) si soportan cerramientos rígidos que puedan agrietarse.

Está muy extendido, en estructuras de edificación normales, limitar las distorsiones angulares a 1/500.

En cuanto a giros del cimiento, los valores admisibles pueden ser muy variados, aunque se consideran límites los siguientes valores:

- Muros y estructuras de contención. Inclinación máxima admisible 0,6%.
- Estructuras isostáticas de concreto o de acero, tanques de almacenamiento de acero, 0,4%.
- Estructuras hiperestáticas de concreto o de acero, edificios normales de estructura de concreto reforzado, 0,2%.
- Estructuras de soporte de maquinaria sensible a los movimientos, 0,1%.

En cuanto a asientos máximos, la limitación más usual, aparte de la relativa a las posibles distorsiones angulares, es de 2,5 cm en cimentaciones aisladas y de hasta 5 cm en cimentaciones mediante losa.

#### **II.2.4. Tipos de pilotes hincados, equipos y métodos de construcción**

##### **II.2.4.1. Tipos de pilotes hincados**

Se presenta una descripción general de los tipos de materiales empleados en la construcción de pilotes hincados, así como las características más relevantes de cada tipología.

##### **II.2.4.2. Pilotes de acero en perfiles H**

La **Figura 3** ilustra el tipo de pilote de acero en H. El **Cuadro 4** resume de manera general las principales ventajas y desventajas de este tipo de pilote:

**Cuadro 4.** Ventajas y desventajas de los pilotes de acero H

Ventaja	Desventaja
---------	------------

Disponible en varias longitudes y tamaños	Vulnerable a la corrosión cuando es expuesto y en suelos con condiciones corrosivas
Reducido desplazamiento del suelo	La sección transversal puede ser dañada o deflectada por obstrucciones
Fácil de empalmar	
La protección de la punta ayudará a la penetración a través de capas más duras y algunas pequeñas obstrucciones.	

Fuente: Modificado de Hannigan et.al (2016)



**Figura 3.** Pilotes de acero tipo H

Fuente: Hannigan et.al (2016)

#### II.2.4.3. Pilotes de acero tubulares

La **Figura 4** ilustra el tipo de pilote de acero tubular. El **Cuadro 5** resume de manera general las principales ventajas y desventajas de este tipo de pilote:

**Cuadro 5.** Ventajas y desventajas de los pilotes de acero tubulares

Ventaja	Desventaja
Pilotes con punta cerrada pueden ser inspeccionados internamente antes de la hincia	Vulnerable a la corrosión cuando es expuesto y en suelos con condiciones corrosivas
Bajo desplazamiento del suelo para pilotes con punta abierta	Posible desplazamiento del suelo desde una tubería de extremo cerrado más grande.

Ventaja	Desventaja
Altas resistencias factoradas dependiendo de la sección	
Pilote con punta abierta se pueden emplear con punta para obstrucciones	
Pilote con punta abierta se pueden limpiar e hincar mas	
Fáciles de empalmar	

Fuente: Modificado de Hannigan et.al (2016)



**Figura 4.** Pilotes de acero tubulares con y son tapón. Fuente: Hannigan et.al (2016)

#### II.2.4.4. Pilotes de concreto prefabricados o pre esforzados

La **Figura 5** ilustra el tipo de pilote de concreto prefabricado de concreto. El siguiente cuadro resume de manera general las principales ventajas y desventajas de este tipo de pilote:

**Cuadro 6.** Ventajas y desventajas de los pilotes de concreto prefabricados

Ventaja	Desventaja
Altas resistencias factoradas	Vulnerables al daño durante el transporte
Resistencia a la corrosión obtenible	Posible desplazamiento del suelo desde una tubería de extremo cerrado más grande.
Hinca esforzada es posible	Puede tener una relativa alta tasa de rompimiento

Ventaja	Desventaja
	Potenciales efectos de desplazamiento del suelo para grandes secciones
	Difíciles empalmar cuando se ha ordenado una longitud insuficiente

Fuente: Modificado de Hannigan et.al (2016)



**Figura 5.** Pilotes de concreto prefabricados. Fuente: Hannigan et.al (2016)

### ***II.2.5. Equipo para la hincada de pilotes***

La selección del adecuado equipo de hincada es igual de importante que la selección del tipo, longitud y sección transversal del elemento. Adicionalmente, el equipo de hincada seleccionado, es utilizado para evaluar la capacidad geotécnica nominal del pilote.

La grúa, la guía, molde u obra falsa, los cables, el martillo y el casco son los componentes principales de cualquier sistema de conducción. En las siguientes secciones se presenta una breve descripción de cada uno de los componentes mencionados anteriormente.

#### ***II.2.5.1. Equipo grúa***

La grúa más común utilizada para la conducción de pilotes ha sido históricamente la grúa sobre orugas. Las grúas sobre orugas tienen muy buena movilidad para la mayoría de las condiciones del sitio, buena estabilidad debido a su amplia base y, por lo general, requieren un mínimo esfuerzo cuando se camina y se reposiciona en el sitio de trabajo. Se puede montar una unidad de paquete de potencia hidráulica o compresor de aire como contrapeso de grúa para facilitar las operaciones de manejo de pilotes. Las grúas sobre orugas también

tienen un radio de elevación de 360 grados. La **Figura 6** ilustra un equipo grúa para la hinca de pilotes:



**Figura 6.** Grúa sobre orugas para la hinca de pilotes. Fuente: Hannigan et.al (2016)

#### *II.2.5.2. Torres de perforación dedicadas*

Los equipos de hinca de pilotes especiales o plataformas universales incluyen una guía telescópica acoplada que se puede pasar rápidamente de su posición de transporte horizontal a la posición de conducción vertical utilizando brazos de soporte accionados hidráulicamente. Por lo tanto, la configuración del sistema es relativamente rápida sin la necesidad de equipo pesado adicional. La **Figura 7** muestra una plataforma de hinca dedicada:



**Figura 7.** Torre de hincia dedicada. Fuente: Hannigan et.al (2016)

#### *II.2.5.3. Guía de hincia*

La función de la guía es mantener la alineación del sistema de pilote-martillo para que se entregue un golpe verdaderamente concéntrico a la pila para cada impacto. La **Figura 8** ilustra la disposición de la guía acoplado al equipo de perforación:



**Figura 8.** Guía de hincia. Fuente: Hannigan et.al (2016)

#### *II.2.5.4. Plantillas u obra falsa guía*

Se requieren plantillas para mantener los pilotes en la posición y alineación correctas cuando se usa un sistema de hincia costa afuera u oscilante sobre el agua o las excavaciones. La **Figura 9** ilustra la disposición de la plantilla de alineación durante la hincia de pilotes:





**Figura 9.** Plantilla de hinca. Fuente: Hannigan et.al (2016)

#### *II.2.5.5. Casco – bloque de impacto*

La configuración y el tamaño del casco utilizado depende del tipo de guía, el tipo de pilote y el tipo de martillo usado para hincar. Los cascos pueden ser una unidad de una sola pieza fabricada para manejar un tipo y tamaño de pilote específico, o pueden consistir en dos piezas que consisten en un casco base con un inserto para acomodar varios tipos y tamaños de pilotes. La **Figura 10** ilustra un tipo de casco:



**Figura 10.** Vista de un casco agrietado. Fuente: Hannigan et.al (2016)

#### *II.2.5.6. Martillo de hinca*

El martillo de hinca de pilotes es el principal componente dentro del sistema o equipamiento total de hinca. El tipo de martillo que se elige para realizar el trabajo de hinca, define el

criterio de hincado durante la ejecución. Así mismo, la definición de la capacidad geotécnica de los pilotes mediante análisis dinámico es función del equipo empleado, que a su vez es función de la energía de entrada que es característica particular de cada tipo de martillo. El **Cuadro 7** resume las principales características de los diferentes tipos de martillos de hincado:

**Cuadro 7.** Características típicas de los tipos de martillos de hincado

Tipo	Energía (N-m)	Velocidad de Impacto (m/s)	Tasa Golpeo (golpe/minuto)	Poder de elevación
Aire de efecto simple / vapor	42.0 – 2448.0	2.4 – 5.0	35 – 60	Aire o vapor
Aire de efecto doble / vapor	1.36 – 28.5	4.6 – 6.1	95 – 300	Aire o vapor
Aire de efecto diferencia / vapor	20.5 – 68.0	4.0 – 4.6	98 – 300	Aire o vapor
Diesel de efecto simple / vapor (final abierto)	12.2 – 2203.2	3.0 – 5.0	40 – 60	Combustión
Diesel de efecto doble / vapor (final cerrado)	6.8 – 99.3	2.4 – 5.0	80 – 105	Combustión
Caída	9.5 – 82.0	7.0 – 10.0	4 - 8	Grúa
Hidráulico de efecto simple / vapor	34.0 – 2940.3	1.5 – 5.5	30 - 50	Hidráulica
Hidráulico de efecto doble / vapor	34.0 – 3510.2	1.5 – 7.0	40 - 90	Hidráulica
Vibratorio	-	-	750 – 2400 Vibraciones / min	Hidráulica
Resonante	-	-	Más de 10 800 Vibraciones / min	Hidráulica

Fuente: modificado de Hannigan et.al (2016)

Uno de los principales conceptos que se relacionan siempre con los martillos de hincado es el concepto de ENERGÍA DEL MARTILLO. La energía de los martillos que operan por principios de gravedad solamente (caída, aire de acción simple / vapor o martillos hidráulicos) se asigna en función de su energía potencial a plena carrera (peso de martillo,  $w$ , longitud de carrera,  $h$ ). Aunque los martillos diésel de acción simple (extremo abierto) también podían clasificarse de esta manera, algunos fabricantes utilizaban otros principios



para la clasificación energética. En el caso de todos los martillos de doble acción (aire / vapor, hidráulico o diesel), el efecto neto de la presión hacia abajo sobre el pistón durante la carrera descendente es aumentar la carrera equivalente y reducir el tiempo requerido por ciclo de soplado. El golpe equivalente se define como el golpe del martillo equivalente de acción simple que produce la misma velocidad de impacto. Los fabricantes generalmente calculan el equivalente de energía potencial para los martillos de doble acción.

Idealmente, la velocidad de impacto,  $V_i$ , podría calcularse directamente utilizando las leyes físicas básicas a partir de la carrera máxima equivalente, como se muestra en la ecuación:

$$V_i = \sqrt{2gh} \quad \text{Ecuación 2}$$

**Donde,**

$V_i$  = velocidad de impacto (m/s)

$g$  = aceleración debida a la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$h$  = altura de caída del martillo (m)

**La energía cinética puede ser estimada mediante la siguiente ecuación:**

$$EC = \frac{1}{2} m V_i^2 \quad \text{Ecuación 3}$$

**Donde,**

$EC$  = energía cinética (kN-m)

$V_i$  = velocidad de impacto (m/s)

$m$  = masa del martillo (kg)

La **Figura 11** ilustra los diferentes tipos de martillos mencionados anteriormente:



Martillo de caída



Martillo de aire



Martillo de diesel



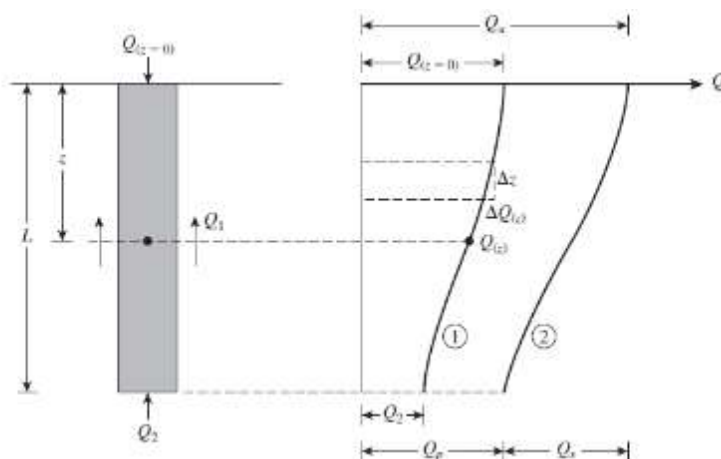
Martillo hidraulico

**Figura 11.** Diferentes tipos de martillos de hinc. Fuente: Modificado de Hannigan et.al (2016)

## ***II.2.6. Diseño geotécnico de cimentaciones profundas hincadas***

### ***II.2.6.1. Conceptos teóricos***

El mecanismo de transferencia de carga entre el elemento estructural (pilote) y el medio (suelo) es complicado. Según presenta Das (2012), el mecanismo de transferencia de carga puede visualizarse según la **Figura 12**:

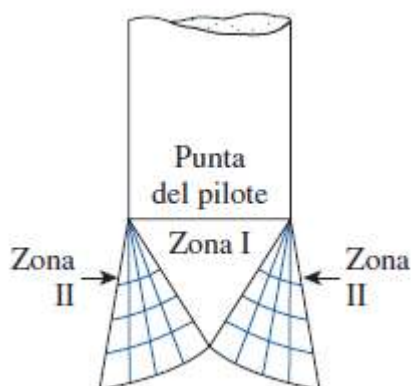


**Figura 12.** Distribución teórica de carga por fuste y por punta en un pilote. Fuente: Modificado de Das (2012)

Parte de la carga es tomada por los esfuerzos unitarios generados en el fuste ( $Q_1$ ) y otra parte por la punta ( $Q_2$ ) del pilote.

Si la carga  $Q$  en la superficie del terreno se aumenta de manera gradual, la resistencia por fricción máxima a lo largo del fuste se movilizará por completo cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote sea de aproximadamente 5 a 10 mm, con independencia del tamaño y de la longitud  $L$  del pilote. Sin embargo, la resistencia máxima de punta  $Q_2 = Q_p$  no se movilizará hasta que la punta del pilote se haya movido aproximadamente 10 a 25% del ancho del pilote (o diámetro) (El límite inferior se aplica a pilotes hincados y el límite superior a pilotes perforados).

A carga última, la superficie de falla en el suelo en la punta del pilote (una falla de capacidad de carga causada por  $Q_p$ ) es como la que se muestra en la **Figura 13**:



**Figura 13.** Mecanismo de falla por punta en un pilote. Fuente: Modificado de Das (2012)

Se observa que las cimentaciones con pilotes son profundas y que el suelo falla en su mayoría en un modo de punzonamiento, como se ilustró anteriormente. Es decir, en la punta del pilote se crea una zona triangular, I, que se empuja hacia abajo sin producir ninguna otra superficie de deslizamiento visible. En arenas densas y suelos arcillosos firmes, se puede desarrollar parcialmente una zona radial de cortante, II.

### ***II.2.7. Criterio general para la estimación de la capacidad de carga de pilotes aislados***

#### ***II.2.7.1. Criterio general***

Considerando lo expuesto en la sección anterior, la capacidad de carga última  $Q_u$  de una cimentación profunda a base de pilotes se estima como:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde,

$Q_p$  = resistencia por punta del pilote

$Q_s$  = resistencia por fricción o fuste o piel del pilote

Existen diversos métodos para estimar tanto el valor de  $Q_p$  como de  $Q_s$ , las siguientes secciones presentan la forma genérica de los modelos matemáticos para la estimación de los aportes a la carga última tanto por punta como por fuste.

#### ***II.2.7.2. Resistencia por punta – $q_p$***

En general la capacidad de soporte de carga última se puede expresar como:

$$q_u = c' N_c^* + q N_q^* + \gamma D N_\gamma^* \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde,

$c'$  = cohesión efectiva

$q$  = sobrecarga a nivel de cimentación

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$D$  = ancho de pilote

$N_c^*$ ,  $N_q^*$ ,  $N_\gamma^*$  = son los factores de capacidad de carga que incluyen los factores de forma y profundidad necesarios.

Debido a que el ancho  $D$  de un pilote es relativamente pequeño, el término  $\gamma D N_q^*$  se puede omitir en el lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un error considerable; obteniéndose que:

$$q_p = c' N_c^* + q' N_q^* \quad \text{Ecuación 6}$$

Por lo tanto, la capacidad de punta de los pilotes es:

$$Q_P = q_p A_p = A_p [ c' N_c^* + q' N_q^* ] \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde,

$A_p$  = Área de la punta del pilote

$c'$  = cohesión efectiva

$q'$  = esfuerzo efectivo vertical en la punta del pilote

$q_p$  = resistencia unitaria de punta

$N_c^*, N_q^*$  = son los factores de capacidad de carga

#### II.2.7.3. Resistencia por fricción / fuste – $q_s$

La resistencia por fricción, o superficial, de un pilote se puede escribir como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde,

$p$  = perímetro del pilote

$\Delta L$  = longitud incremental del pilote sobre la cual  $p$  y  $f$  se consideran constantes

$f$  = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad  $z$

#### II.2.7.4. Metodologías de análisis estático para determinar la resistencia por punta

##### II.2.7.4.1. Suelos no cohesivos

###### A. Método de Meyerhof:

La capacidad de carga de punta,  $q_p$ , de un pilote en arena aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de carga y alcanza un valor máximo a una relación de empotramiento de  $L_b / D = (L_b / D)_{cr}$ . En un suelo homogéneo  $L_b$  es igual a la longitud de empotramiento real del pilote,  $L$ . Sin embargo, cuando un pilote ha penetrado en un estrato de carga,  $L_b$ ,  $L$ . Más allá de la relación de empotramiento crítica,  $(L_b / D)_{cr}$ , el valor de  $q_p$  permanece constante ( $q_p = q_l$ ).

$$Q_p = A_p q' N_q^* < A_p q_l$$

**Ecuación 9**

La resistencia de punta límite es:

$$q_l = 0.5 P_a N_q \tan \Phi'$$

**Ecuación 10**

Donde,

$P_a$  = presión atmosférica (100 kN/m<sup>2</sup>)

$\Phi'$  = ángulo de fricción efectivo del suelo del estrato de apoyo

B. Método de Vesic:

Vesic propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base en la teoría de expansión de cavidades. De acuerdo con esta teoría, con base en los parámetros del esfuerzo efectivo, se puede escribir

$$Q_p = A_p q_p = A_p \bar{\sigma}_0^* N_\sigma^*$$

**Ecuación 11**

Donde,

$\bar{\sigma}_0^*$  = Esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$$\bar{\sigma}_0^* = \left( \frac{1+2K_0}{3} \right) q'$$

**Ecuación 12**

$K_0$  = coeficiente de presión de tierra en reposo =

$$K_0 = 1 - \sin \Phi'$$

**Ecuación 13**

$N_\sigma^*$  = factor de capacidad de carga =

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_0)}$$

**Ecuación 14**

C. Método de Coyle y Castello

Coyle y Castello analizaron 24 pruebas de carga de campo a gran escala de pilotes hincados en arena. A partir de dichas pruebas se determina la siguiente ecuación:

$$Q_p = q' A_p N_q^*$$

**Ecuación 15**

Donde,

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

$N_q^*$  = factor de capacidad de carga

#### II.2.7.4.2. Suelos cohesivos

##### A. Método de Meyerhof

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas ( $\Phi' = 0$ ), la carga última neta se puede estimar como:

$$Q_p \sim N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde,

$c_u$  = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

##### B. Método de Vesic

En arcilla saturada ( $\Phi' = 0$ ), la capacidad de carga de punta última de un pilote se puede aproximar de la siguiente manera:

$$Q_p = A_p q_p = A_p c_u N_c^* \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde,

$c_u$  = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

De acuerdo con la teoría de expansión de cavidades de Vesic:

$$N_c^* = 4/3 (\ln(I_{rr}) + 1) + \pi/2 + 1 \quad \text{Ecuación 18}$$

#### II.2.7.5. Metodologías de análisis estático para determinar la resistencia por fricción

##### II.2.7.5.1. Suelos no cohesivos

Según señala Das (2012), la resistencia unitaria por fricción,  $f$ , es difícil de estimar. Al hacer una estimación de  $f$ , se deben tener en cuenta varios factores importantes:

1. La naturaleza del hincado del pilote. Para pilotes hincados en arena, la vibración causada durante su hincado ayuda a densificar el suelo a su alrededor. La zona de densificación de la arena puede ser hasta de 2.5 veces el diámetro del pilote, en la arena circundante a él.
2. La fricción superficial unitaria aumenta con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de  $L'$  y después permanece constante. La magnitud de la profundidad crítica  $L'$  puede ser de 15 a 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería la siguiente:

$$L' = 15D \quad \text{Ecuación 19}$$

Para  $z = 0$  a  $L'$

$$f = K \sigma'_o \tan \delta'$$

**Ecuación 20**

Y para  $z = L'$  a  $L$

$$f = f_{z=L'}$$

**Ecuación 21**

Donde,

$K$  = coeficiente efectivo de presión de tierra

$\sigma'_o$  = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad en consideración

$\delta'$  = ángulo de fricción suelo-pilote

A. Coyle y Castello

Coyle y Castello propusieron que:

$$Q_s = f_{prom} p L = (K \sigma'_o \tan \delta') p L$$

**Ecuación 22**

Donde,

$\delta'$  = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote =  $0.8 \Phi'$

B. A partir de resultados de penetración estándar (SPT)

Según señala Das (2012), Meyerhof indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio,  $f_{prom}$ , para pilotes hincados de alto desplazamiento se podría obtener a partir de los valores promedio de la resistencia a la penetración estándar como:

$$f_{prom} = 0.02 \text{ Pa } (\overline{N_{60}})$$

**Ecuación 23**

Donde,

$\text{Pa}$  = presión atmosférica ( $100 \text{ kN/m}^2$ )

$\overline{N_{60}}$  = valor promedio de la resistencia a la penetración estándar

Para pilotes hincados de bajo desplazamiento:

$$f_{prom} = 0.01 \text{ Pa } (\overline{N_{60}})$$

**Ecuación 24**

C. A partir de resultados de ensayos de cono (CPT)

Según señala Das (2012), Nottingham y Schmertmann proporcionaron correlaciones para estimar  $Q_s$  utilizando la resistencia por fricción ( $f_c$ ) obtenida durante pruebas de penetración de cono. De acuerdo con este método:



$$f = \alpha f_c$$

**Ecuación 25**

## II.2.7.5.2. Suelos cohesivos

### A. Método $\lambda$ (lambda)

Según señala Das (2012) este método, propuesto por Vijayvergiya y Focht, se basa en la suposición de que el desplazamiento del suelo ocasionado por el hincado del pilote da por resultado una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia superficial unitaria promedio es:

$$f_{\text{prom}} = \lambda(\overline{\sigma_0} + 2c_u)$$

**Ecuación 26**

Donde,

$\overline{\sigma_0}$  = Esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$c_u$  = resistencia cortante no drenada media

### B. Método $\alpha$ (alfa)

De acuerdo con el método a, la resistencia por fricción unitaria en suelos arcillosos se puede representar mediante la ecuación:

$$f = c_u$$

**Ecuación 27**

Donde,

$\alpha$  = factor empírico de adhesión =

$$\alpha = C \left( \frac{\overline{\sigma_0}}{c_u} \right)^{0.45}$$

**Ecuación 28**

Donde,

$\overline{\sigma_0}$  = Esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$C \geq 0.5$  para pilotes hincados

### C. Método $\beta$ (beta)

Según se explica en Das (2012), cuando los pilotes se hincan en arcillas saturadas, la presión de poro del agua en el suelo alrededor de los pilotes aumenta. El exceso de presión de poro del agua en arcillas normalmente consolidadas puede ser de cuatro a seis veces el valor de  $c_u$ . Sin embargo, más o menos al cabo de un mes, esta presión se disipa de manera gradual. De aquí, la resistencia por fricción unitaria para el pilote se puede determinar con

base en los parámetros del esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ( $c' = 0$ ).

Por lo tanto, a cualquier profundidad se puede estimar que:

$$f = \beta \sigma'_o \quad \text{Ecuación 29}$$

$\sigma'_o$  = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad en consideración

$$\beta = K \tan \phi'_R$$

$\phi'_R$  = ángulo de fricción drenado de la arcilla remoldeada

K = coeficiente de presión de tierra

#### II.2.7.6. Metodología P2A – suelos mixtos

Se dedica una sección independiente a esta metodología dada su relevancia y relación con el caso de este estudio.

Esta metodología es proporcionada por el American Petroleum Institute (API), se trata de un procedimiento de análisis estático desarrollado para la construcción costa afuera (puertos). Estos proyectos utilizan casi exclusivamente pilas de tubos de acero de gran diámetro y extremo abierto, que son impulsadas por martillo de impacto hasta la penetración final.

Para suelos cohesivos, la resistencia por fricción se puede determinar como:

$$f_s = \alpha s_u \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde,

$\alpha$  = factor de adhesión adimensional

$S_u$  = resistencia al corte no drenada a la profundidad a la profundidad en cuestión

$$\alpha = 0.5 \Psi^{-0.5} \text{ cuando } \Psi \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 31}$$

$$\alpha = 0.5 \Psi^{-0.25} \text{ cuando } \Psi > 1.0 \quad \text{Ecuación 32}$$

$$\Psi = \frac{S_u}{\sigma'_v} \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde,

$\alpha$  = factor de adhesión adimensional

$S_u$  = resistencia al corte no drenada a la profundidad a la profundidad en cuestión

$\sigma'_v$  = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad analizada

La resistencia por punta puede ser determinada mediante la siguiente ecuación:

$$q_p = 9 s_u$$

**Ecuación 34**

Para suelos no cohesivos, la resistencia por fricción se puede determinar como:

$$f_s = K_\delta \sigma'_v \tan \delta$$

**Ecuación 35**

Donde,

$K_\delta$  = coeficiente de presión lateral

$\sigma'_v$  = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad analizada

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

API señala que, suponiendo que  $K_\delta = 0.8$  para la carga de tensión y compresión de la pila de tubería abierta y desenchufada es apropiada.

La resistencia por punta en suelos no cohesivos es determinada mediante la siguiente ecuación:

$$q_p = \sigma'_v N_q$$

**Ecuación 36**

$N_q$  = factor de capacidad de carga

$\sigma'_v$  = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad analizada

#### *II.2.7.7. Análisis de grupo de pilotes – eficiencia*

En Das (2012) se describe que la determinación de la capacidad de soporte de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y aún no se ha resuelto por completo. Cuando los pilotes se colocan cerca unos de otros, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslaparán, reduciendo la capacidad de soporte de carga de los pilotes.

Idealmente, los pilotes en un grupo se deben espaciar de manera que la capacidad de soporte de carga del grupo no sea menor que la suma de la capacidad de carga de los pilotes individuales. En la práctica, el espaciamiento centro a centro mínimo,  $d$ , es de  $2.5D$  y, en situaciones ordinarias, en realidad es de aproximadamente 3 a  $3.5D$ .

#### **II.2.8. Asentamiento de cimentaciones profundas**

##### *II.2.8.1. Asentamiento elástico*

El asentamiento total de un pilote ante una carga vertical de trabajo  $Q_w$  está dado por:

$$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$$

**Ecuación 37**

Donde,

$S_{e1}$  = asentamiento elástico del pilote

$S_{e2}$  = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

$s_{e3}$  = asentamiento del pilote causada por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

$$s_{e1} = \frac{(Q_{wp} + \zeta Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad \text{Ecuación 38}$$

$Q_{wp}$  = carga soportada en la punta del pilote en condición de carga de trabajo

$Q_{ws}$  = carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo

$A_p$  = área de la sección transversal del pilote

$L$  = longitud del pilote

$E_p$  = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de  $\zeta$  varía entre 0.5 y 0.67 y dependerá de la naturaleza de la distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria  $f$  a lo largo del fuste del pilote.

$$s_{e2} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde,

$D$  = ancho o diámetro del pilote

$q_{wp}$  = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote =  $Q_{wp}/A_p$

$E_s$  = módulo de elasticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote

$\mu$  = relación de Poisson del suelo

$I_{wp}$  = factor de influencia = 0.85

El asentamiento de un pilote causado por la carga soportada por el fuste del pilote se obtiene de:

$$s_{e3} = \left( \frac{Q_{ws}}{p_l} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad \text{Ecuación 40}$$

Donde,

$p$  = perímetro del pilote

$L$  = longitud empotrada del pilote

$I_{ws}$  = factor de influencia =

$$2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

Ecuación 41

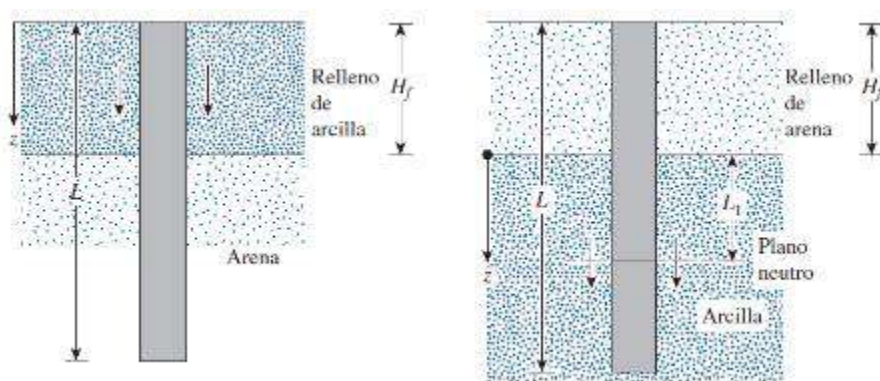
## II.2.9. Fricción negativa

### II.2.9.1. Generalidades

Según se expone en Das (2012), la fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre un pilote por el suelo que lo rodea. Esa fuerza puede existir en las condiciones siguientes, entre otras:

1. Si un relleno de arcilla se coloca sobre un estrato de suelo granular en el cual se hince un pilote, el relleno gradualmente se consolidará. El proceso de consolidación ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el periodo de consolidación.
2. Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla suave, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y de esta manera ejercerá un arrastre hacia abajo sobre el pilote.
3. Al disminuir el nivel freático aumentará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá un asentamiento por consolidación en la arcilla. Si un pilote se ubica en el estrato de arcilla, se someterá a una fuerza de arrastre hacia abajo.

Los puntos anteriores se representan en la **Figura 14**:



**Figura 14.** Fricción superficial negativa. Fuente: Modificado de Das (2012)

Para los dos casos anteriores se definen metodologías de cálculo, las cuales se presentan a continuación.

### II.2.9.2. Relleno cohesivo sobre granular

El esfuerzo superficial negativo (hacia abajo) sobre un pilote es:

$$Q_n = \frac{pK'\gamma_f' H_f^2 \tan \delta'}{2}$$

**Ecuación 42**

Donde,

$K' =$  coeficiente de presión de tierra  $= K_o = 1 - \sin \Phi'$

$\gamma_f' =$  peso específico efectivo del relleno

$H_f =$  altura del relleno

$\delta' =$  ángulo de fricción entre el suelo y el pilote  $= 0.5 - 0.7 \Phi'$

### **II.2.9.3. RELLENO GRANULAR SOBRE COHESIVO**

En este caso, la evidencia indica que el esfuerzo superficial negativo sobre el pilote puede existir de  $z = 0$  a  $z = L_1$  (ver figura 13), a la que se le refiere como profundidad neutra.

$$Q_n = (pK'\gamma_f' H_f \tan \delta') L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma' \tan \delta'}{2}$$

**Ecuación 43**

## **II.2.10. Licuación**

### **II.2.10.1. Generalidades**

El fenómeno de licuación es la pérdida temporal de resistencia y rigidez de un depósito de suelos granulares, no arcillosos, saturados, poco densos, producida por el paso de ondas sísmicas.

Entre los principales factores que participan, modifican y condicionan las características de licuación de suelos se pueden mencionar los siguientes:

1. Características del sismo
2. Densidad o compacidad relativa
3. Granulometría
4. Estratigrafía del depósito
5. Estructura interna del suelo
6. Plasticidad
7. Permeabilidad
8. Grado de saturación

### II.2.10.2. Metodologías de análisis

Varios métodos se han propuesto para la predicción del potencial de licuación; estos se clasifican en Grado 1, 2 y 3, según el nivel de detalle que se alcance. A continuación se ha referencia a los métodos de Grado 3, que son empleados para la determinación del potencial de licuación en el presente trabajo.

### II.2.10.3. Métodos de grado 3

La resistencia a la licuación puede ser estimada mediante métodos in situ o pruebas de laboratorio inalteradas. El CCCR presenta el procedimiento simplificado de Seed e Idriss y el criterio Chino para la evaluación de licuación. En seguida se presenta la metodología de Seed e Idriss, que se emplea en este trabajo.

En el método de Seed e Idriss, la razón de esfuerzo cíclico inducido por la propagación de ondas cortantes se estima usando la relación desarrollada por Seed e Idris en 1971:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma_o'} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o'} r_d \quad \text{Ecuación 44}$$

Donde,

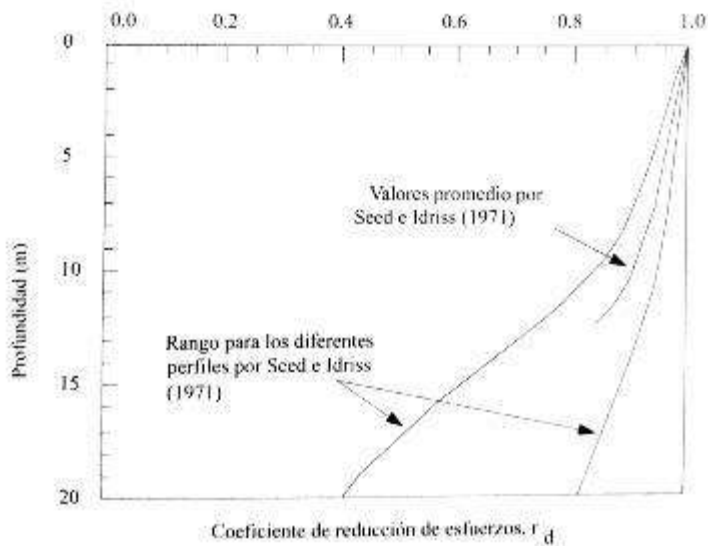
$a_{max}$  = aceleración pico estimada

$g$  = aceleración de la gravedad

$\tau_{av}$  = promedio del esfuerzo cortante cíclico (kPa)

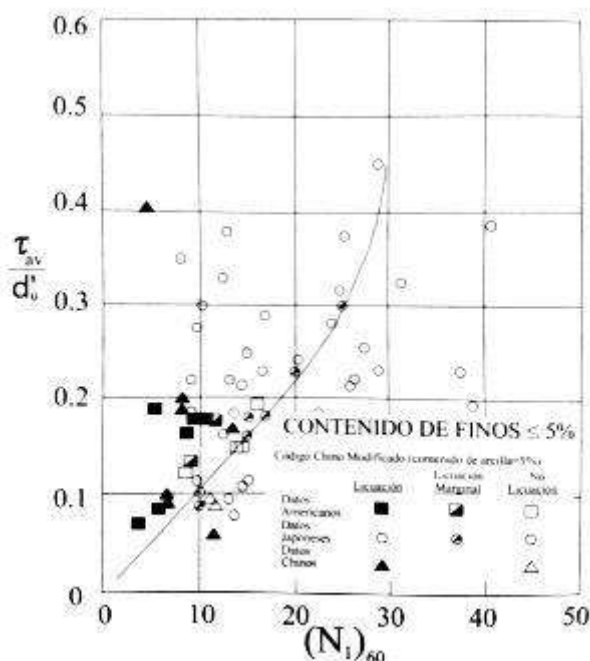
$\sigma_o'$  ,  $\sigma_o$  = esfuerzo efectivo y total a la profundidad considerada (kPa)

$r_d$  = factor de reducción de esfuerzos, cuyo valor es 1 en la superficie y disminuye con la profundidad (**Figura 15**)



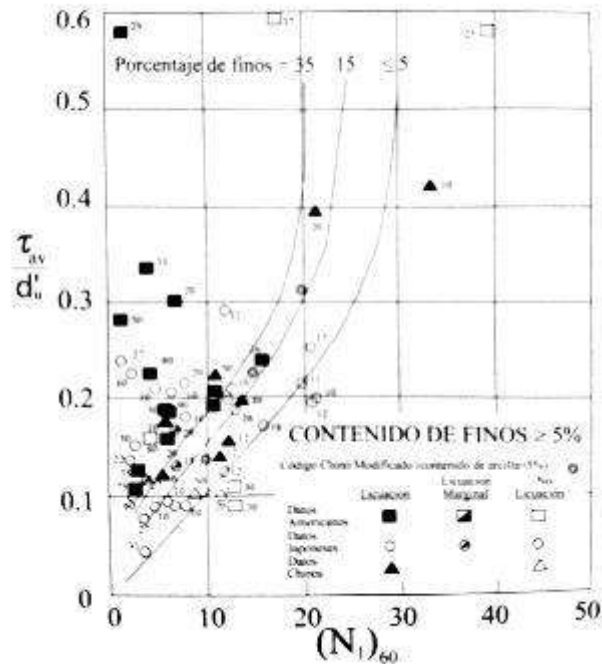
**Figura 15.** Factor de reducción para estimar la variación del esfuerzo cíclico cortante con la profundidad. Fuente: CCCR (2009)

Se requiere la determinación de la resistencia cíclica del depósito de suelo; este se estima a partir de correlaciones empíricas con el valor de  $N_{SPT}$  corregido  $(N_1)_{60}$ . Para realizar dicha estimación se utilizan las siguientes graficas de Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) en función de  $(N_1)_{60}$ , para un sismo grado 7.5, mostradas en la **Figura 16** y **Figura 17**:



**Figura 16.** Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor  $(N_1)_{60}$  para arenas limpias,  $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009)





**Figura 17.** Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor  $(N_1)_{60}$  para arenas limosas,  $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009)

El factor de seguridad contra licuación,  $F_L$ , está dado por:

$$F_L = \frac{\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma_o}\right)_{1,M=M}}{\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma_o}\right)} \quad \text{Ecuación 45}$$

### II.2.11. Modelación numérica en ingeniería geotécnica

#### II.2.11.1. Generalidades del método de elementos finitos

El método de los elementos finitos (MEF) permite obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo, estructura o dominio (cuando es un medio continuo) sobre el que están definidas ciertas ecuaciones diferenciales en forma débil o integral que caracterizan el comportamiento físico del problema dividiéndolo en un número elevado de subdominios no intersectantes entre sí denominados (elementos finito). El conjunto de elementos finitos forma una subdivisión del dominio también denominada discretización.

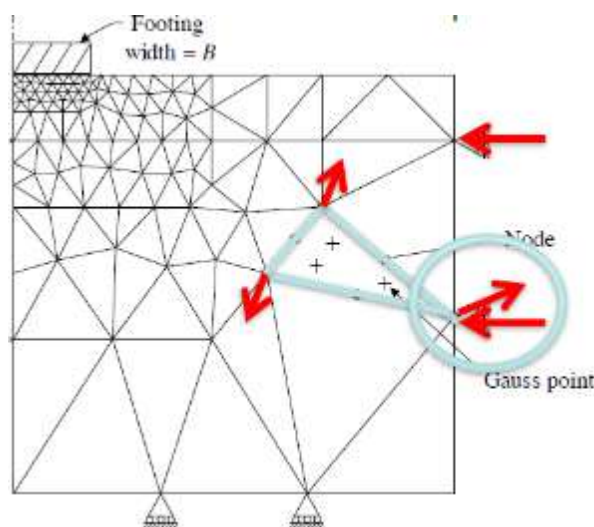
Dentro de cada elemento se distinguen una serie de puntos representativos llamados nodos. Dos nodos son adyacentes si pertenecen al mismo elemento finito; además, un nodo

sobre la frontera de un elemento finito puede pertenecer a varios elementos. El conjunto de nodos considerando sus relaciones de adyacencia se llama malla.

Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para discretización del dominio en elementos finitos. La generación de la malla se realiza usualmente con programas especiales llamados generadores de mallas, en una etapa previa a los cálculos que se denomina pre-proceso.

Toda la información del modelo se la transmiten entre los diferentes elementos mediante los nodos. Es decir, si los nodos no son comunes o no están relacionados de alguna manera, aunque ocupen la misma posición no habrá transferencia de información.

De acuerdo con estas relaciones de adyacencia o conectividad se relaciona el valor de un conjunto de variables incógnitas definidas en cada nodo y denominadas grados de libertad. El conjunto de relaciones entre el valor de una determinada variable entre los nodos se puede escribir en forma de sistema de ecuaciones lineales (o linealizadas). La matriz de dicho sistema de ecuaciones se llama matriz de rigidez del sistema. El número de ecuaciones de dicho sistema es proporcional al número de nodos y al número de grados de libertad de cada nodo.

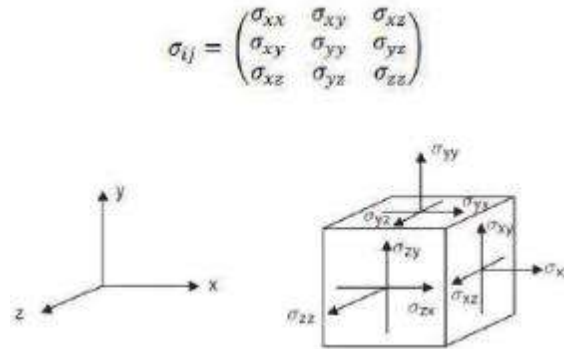


**Figura 18.** Ejemplo de una malla de elementos finitos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

#### II.2.11.2. Deformación plana y axial simétrica

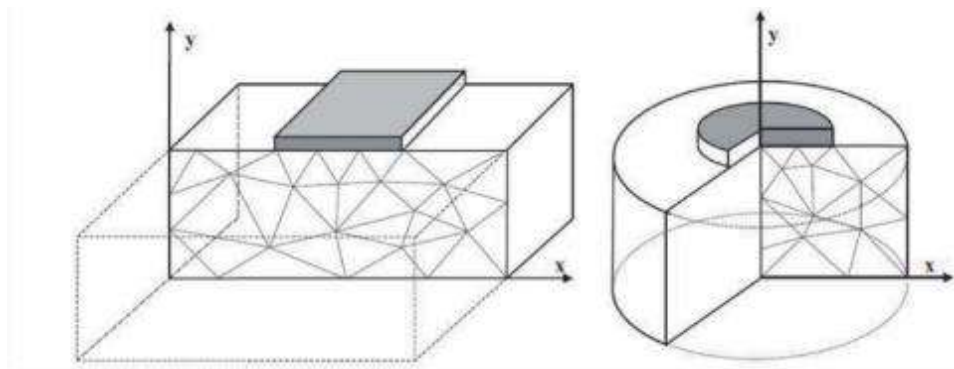
El comportamiento del suelo suele analizarse como un elemento tri fase, donde se estudia tanto el comportamiento del esqueleto sólido, como el de los fluidos (aire y agua) existente en sus poros. Atendiendo al estudio del esqueleto sólido (lo que se suele referir como

cálculo en tensiones efectivas), si se considera un comportamiento tridimensional, las tensiones sobre un elemento diferencial se pueden ver como se ilustran la **Figura 19**



**Figura 19.** Sistema global de coordenadas y convección de signos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

A partir de este planteamiento general tridimensional, se pueden observar tres casos particulares de tensión que suponen una simplificación de las matrices: deformación plana, axilsimetría y tensión plana, la siguiente figura muestra los casos plantados:



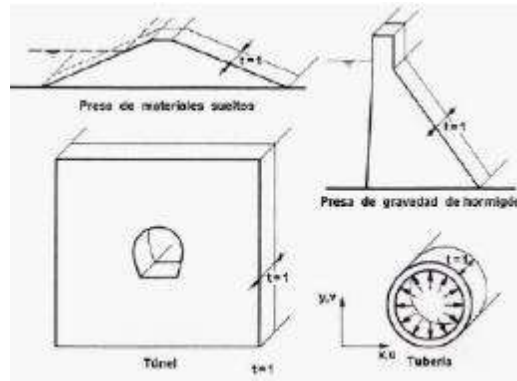
**Figura 20.** Ilustración esquemática del problema de deformación plana y simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### Deformación plana

Un problema de deformación plana es aquel en que el que una de la dimensiones (longitud) del elemento de estudio es mucho mayor que las otras dos, y sobre ella actúan únicamente cargas uniformemente distribuidas a lo largo de toda la longitud del elemento y están contenidas en plano ortogonales al eje que une los centros de gravedad de las distintas secciones transversales.

De una forma más intuitiva, un cuerpo en un estado de deformación plana es aquel que se puede analizar descomponiendo el cuerpo en rebanadas idénticas y estudiar sobre cada

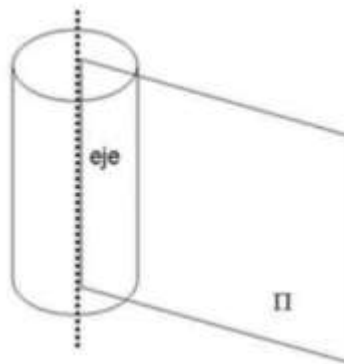
rebanada la distribución de deformaciones como problema bidimensional usando dos coordenadas para la posición de cada punto sobre cada una de las rebanadas (por ejemplo, una presa en un valle abierto, un túnel en la zona alejada de los emboquilles, una tubería sometida a la presión interior o un muro de gran longitud). La **Figura 21** muestra ejemplos de estructuras que pueden modelarse utilizando el criterio de deformación plana:



**Figura 21.** Aplicación del estado de deformación plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### Simetría axial o axil simetría

La simetría axial, también llamada rotacional, radial o cilíndrica, es una simetría alrededor de un eje en lugar de un plano. En este caso, se deben transformar las coordenadas cartesianas en polares, siendo las tensiones y deformaciones independientes del ángulo  $\theta$  que define el plano  $\Pi$  con respecto a los ejes coordenados cartesianos, como se puede observar en la **Figura 22**:

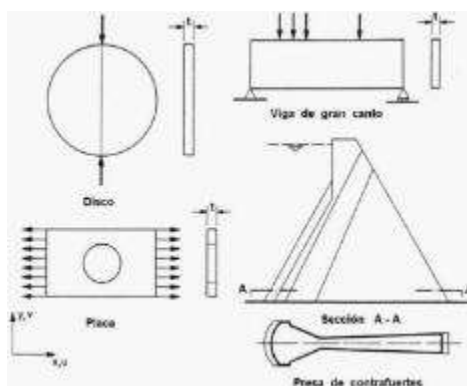


**Figura 22.** Aplicación de estados de simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

Este tipo de simplificación sería aplicable, por ejemplo, al cálculo del comportamiento de un único pilote frente a carga axial, una zapata-losa circular sometida a carga simétrica, un pozo cilíndrico excavado por niveles horizontales, etc.

### Tensión plana

Un problema de tensión plana es aquel en que una de las dimensiones (espesor) del elemento de estudio es mucho menor que las otras dos, y las cargas actúan únicamente en el plano medio del elemento. Ejemplos de este estado tensional pueden ser discos o placas de reducido espesor sometidas a esfuerzos en su plano, vigas de gran canto y cada uno de los contrafuertes de una presa de esta tipología, como se observa en la **Figura 23**:



**Figura 23.** Aplicación de estados de tensión plana

Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

## II.3. Caracterización del proyecto y modelo geotécnico

### II.3.1.1. Descripción general del proyecto

APM Terminals (APMT) tiene previsto desarrollar y construir una terminal de contenedores en Moín, Costa Rica. En agosto del 2011, el Gobierno de Costa Rica firmó un acuerdo de concesión por 33 años con APMT para diseñar, financiar, operar y mantener la Terminal de Contenedores de Moín (TCM).

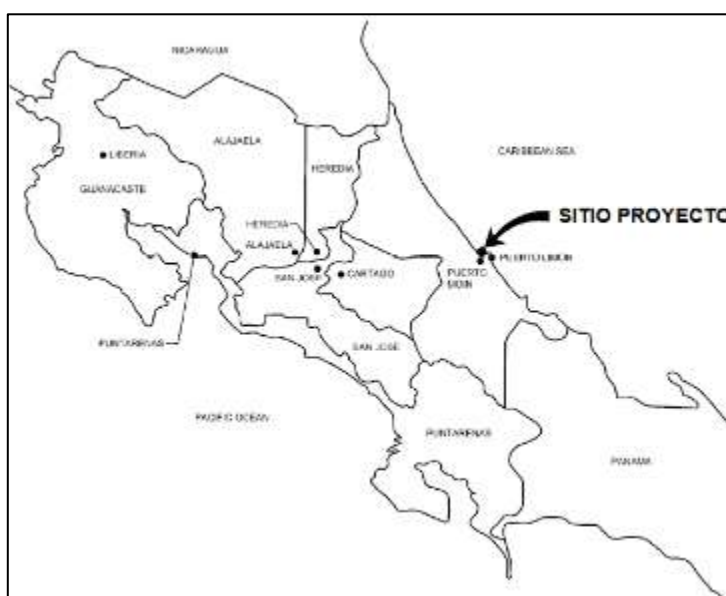
Hay dos puertos existentes en las cercanías: Puerto Limón y Puerto Moín. La nueva terminal se construirá cerca de Puerto Moín y se construirá en tres fases: Fases 2A, 2B y 3.

La fase inicial (Fase 2A) consiste en cerca de 1500 metros de construcción de rompeolas, dragado y recuperación de tierras, la construcción de 600 m de estructura de muelle, la construcción de aproximadamente 40 hectáreas de terrenos tomados al mar para ser utilizados como patio de contenedores, edificios e instalaciones de apoyo y la coordinación con las autoridades locales para desarrollo de las conexiones con otras facilidades en la costa. Cuando se haya completado la Fase 2A, se incluirán seis grúas pórtico para barcos súper-post Panamax.

El sitio está ubicado a lo largo de la costa Caribe de Costa Rica, en la bahía de Moín, que se encuentra a inicios 7 kilómetros al oeste de la ciudad portuaria de Limón, aproximadamente a un norte 1107580 y este 270014

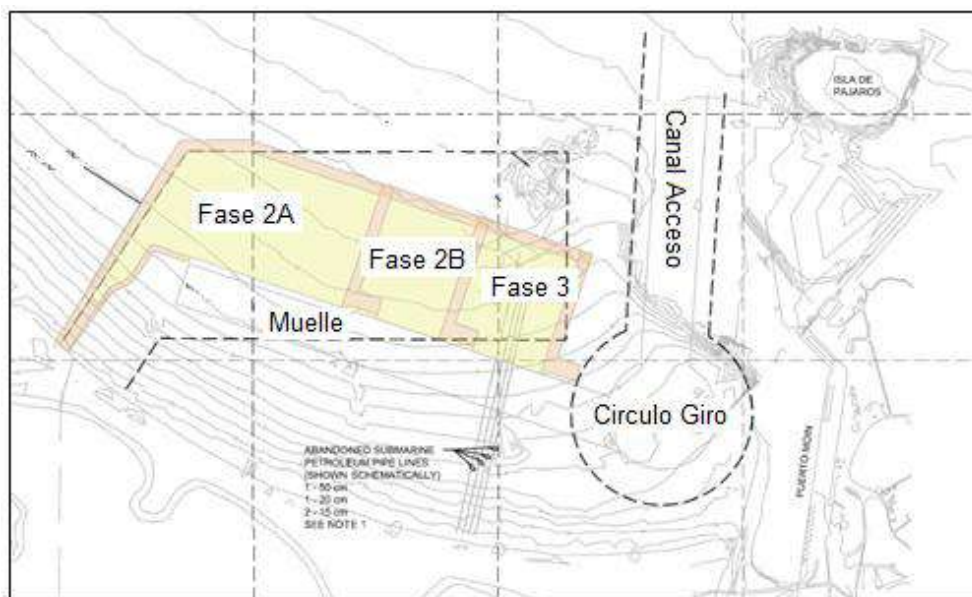
La profundidad del mar en el sitio de proyecto se extiende desde la costa hasta una profundidad máxima de unos 18 m.

La **Figura 24** muestra la ubicación general del proyecto, en la costa de la provincia de Limón:



**Figura 24.** Ubicación general del proyecto. Fuente: APM Terminals (2016)

La **Figura 25** esquematiza de manera general, la planta de diseño del proyecto. Se aprecia la creación de una isla artificial mediante la técnica de reclamación, la cual se concibe en 3 fases (2A, 2B y 3). Involucra además la excavación del finco marino para la construcción del canal de acceso, así como la plataforma de atraque (muelle).



**Figura 25.** Vista en planta general del proyecto de reclamación. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)

### ***II.3.2. Descripción geológica del sitio***

#### ***II.3.2.1. Geología regional***

La topografía de Costa Rica es altamente indicativa de procesos tectónicos complejos. Tres placas que interactúan son los motores de los mecanismos principales de la tectónica de la zona de Centroamérica, e incluyen las placas Cocos, Caribe, y Nazca. En el lado del Pacífico de Costa Rica, la placa oceánica Cocos se subduce debajo de la Placa Caribe en la parte noroeste del país, lo que resulta en fosas de subducción a lo largo de la costa oeste, orogénesis y volcanismo en la parte central del país, y fallas corticales a lo largo de todo el país.

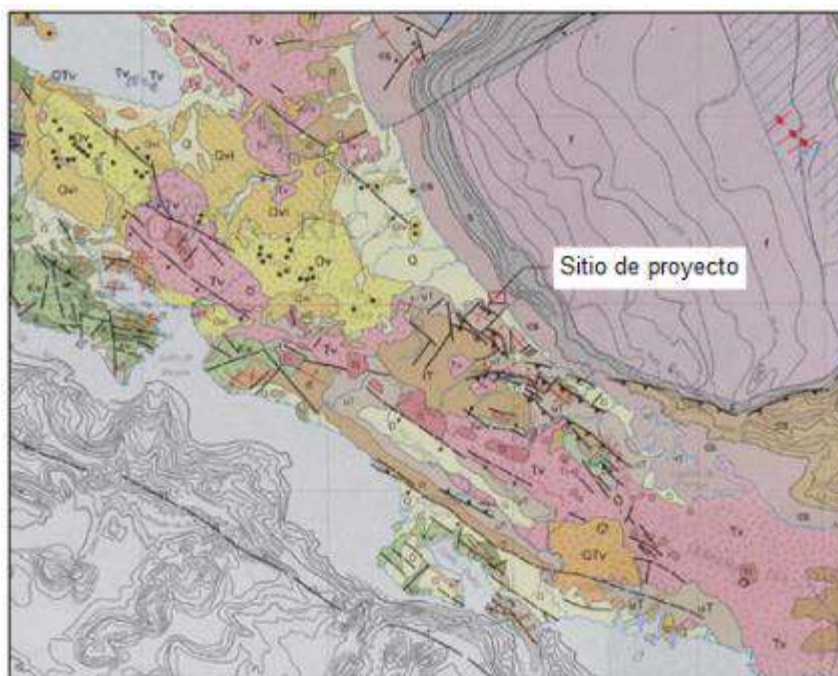
La geología de Costa Rica es relativamente joven, con rocas más antiguas de finales del Cretácico, unos 80 millones de años antes del presente. La estructura general consiste de rocas ígneas extrusivas e intrusivas cubiertas con sedimentos marinos y roca volcánica joven que ha sido elevada cuando las placas convergen. El levantamiento resultante de la subducción ha creado cuatro cordilleras (cadenas montañosas) que atraviesan Costa Rica de noroeste a sureste. Listadas de este a oeste, estas cordilleras son Guanacaste, Aguacate, Central y Talamanca. Estas forman el perímetro del Valle Central, donde se encuentra la ciudad capital de San José. La actividad volcánica es frecuente en la parte central del país, como resultado de la subducción de la placa Cocos, con seis volcanes actualmente activos a lo largo de la Cordillera de Guanacaste y la Cordillera Central.



### II.3.2.2. Geología local

El sitio del Proyecto está ubicado en la costa de la provincia de Limón, inmediatamente al noroeste del promontorio Limón mencionado. El principal grupo geológico de esta zona es el grupo Limón, que consiste en cuatro diferentes formaciones del Mioceno inferior al Plioceno (aproximadamente de 2 a 28 Ma), que del más joven al más viejo son: formación Uscan (superior a 3,5 Ma), formación río Banano (3,2 a 3,5 Ma), formación Quebrada Chocolate (3,0 a 3,2 Ma), y formación Moín (1,5 a 3,0 Ma). Durante el Plioceno y el Pleistoceno, la deposición marina se produjo en el área formando aguas poco profundas, salobre y arcillas y areniscas, junto con los depósitos de arrecife. Se prevé que esto es cuando el sedimento que comprende la formación Moín fue depositado.

Los mapas geológicos indican que el sitio del proyecto consiste principalmente en depósitos cuaternarios (Q), muy probablemente a partir de depósitos aluviales y costeros. Por lo general, estos depósitos conciten de sedimentos finos, compuestos de arenas finas, limos y arcillas. La sedimentación del río se considera el origen primario de los depósitos en tierra, mientras que las zonas costeras más cercanas están influenciadas por procesos marinos. La **Figura 26** muestra el mapa geológico de Costa Rica, señalando especialmente el sitio de proyecto:



**Figura 26.** Mapa geológico de la Costa Rica – Sitio de proyecto. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)



No se conoce información acerca de formaciones del lecho de roca en el sitio. Hallazgos de coral/secciones de arrecife han sido reportados en anteriores estudios geotécnicos cerca del rompeolas que rodea el Puerto de Moín y cerca de la isla Pájaros.

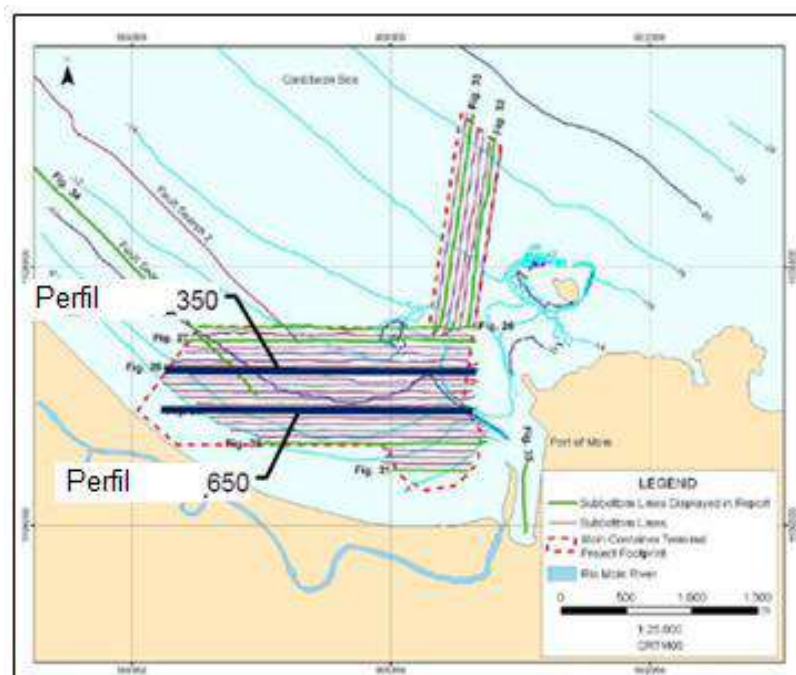
### **II.3.3. Propiedades de los materiales**

#### **II.3.3.1. Investigación geotécnica realizada**

##### **II.3.3.1.1. Geofísica**

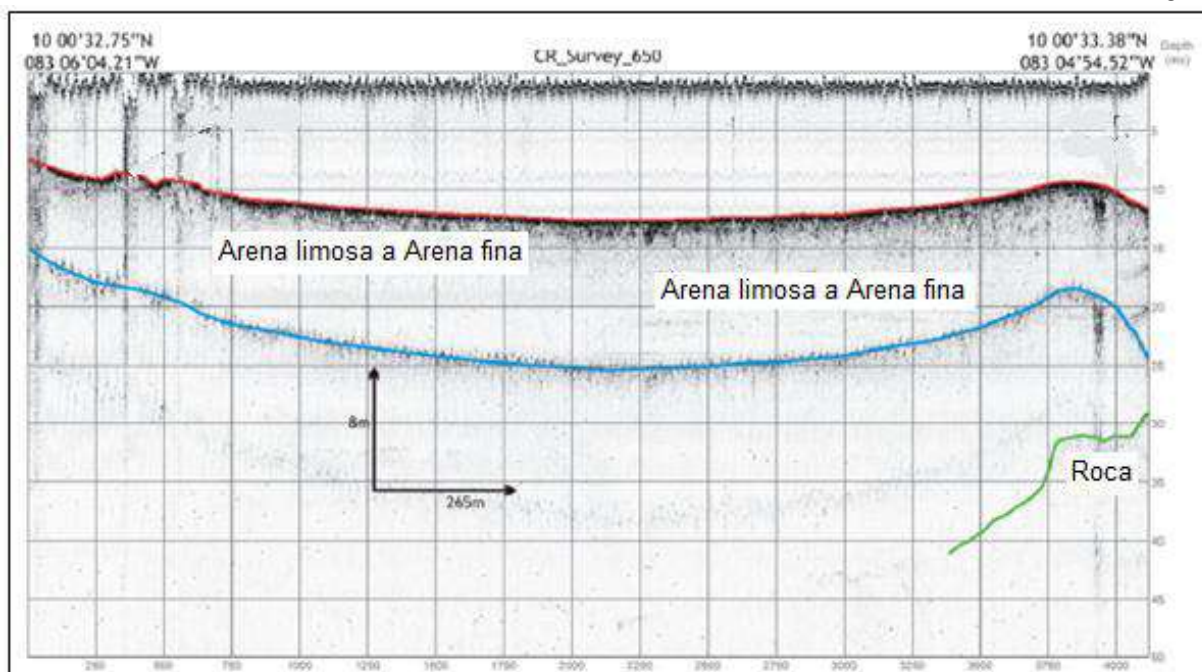
Se elaboró un perfilamiento de alta resolución del subfondo dentro de la huella del sitio del Proyecto. Un perfilador IKB Seistec para el subfondo unido al MV Fairy Bell fue utilizado para recopilar un total de 32 líneas de sondeo, con interlineado de unos 50 m. Todos los datos se corrigieron para la altura y posición usando un punto de referencia en la costa ligado con un sistema de posicionamiento global diferencial (DGPS) por medio de un kinematic (RTK) en tiempo real.

Los resultados del levantamiento incluyeron estimaciones del espesor de la capa superior del suelo y la identificación de las elevaciones rocosas en la parte este del sitio del Proyecto. La **Figura 27** muestra la ubicación de los perfiles de geofísica dentro del área de la isla:



**Figura 27.** Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: APM Terminals (2016)

La **Figura 28** presenta el perfil geológico obtenido mediante geofísica, justo en el área prevista para la construcción del muelle:



**Figura 28.** Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)

Según se observa en la figura anterior, se estima la ubicación del fondo marino en la cota - 10 m, se define una capa de espesor igual a 10 m aproximadamente constante de arena limosa a arena fina.

#### II.3.3.1.2. Exploración geotécnica

El programa de exploración de campo para el proyecto incluyó una investigación geofísica multicanal, perforaciones geotécnicas y sondeos con conos de penetración realizadas en tierra y en altamar, mediciones de velocidad de onda cortante, pruebas presiométricas, SPT y recolección de muestras por arrastre. El **Cuadro 8** presenta un resumen general de las actividades y técnicas de investigación geotécnica in situ empleadas:

**Cuadro 8.** Resumen de exploración geotécnica in situ para el proyecto TCM

Exploración de campo	Numero de exploraciones	Propósito de las exploraciones
Investigación Geofísica	-	Levantamientos batimétricos, perfil geofísico y pruebas de chorro.
Perforaciones Geotécnicas	En la costa: 2 En alta mar: 29	Caracterización de la superficie y recolección de muestras perturbadas y no perturbadas para pruebas de laboratorio. Ubicaciones

Exploración de campo	Numero de exploraciones	Propósito de las exploraciones
		seleccionadas fueron usadas también para mediciones de velocidad de onda cortante y pruebas presiométricas.
Pruebas de Cono de Penetración (con medición de presión de poro)	En la costa: 6 En alta mar: 35	Caracterización subsuelo usando una recogida continua de datos a profundidad.
Pruebas de Velocidad de Onda	En la costa: 6 En alta mar: 4	Medición de velocidad de onda cortante y onda de compresión usando SDMT y en ubicaciones de las perforaciones usando el registro de suspensión.
Pruebas de Penetración Estándar (SPT)	En alta mar: 186	Mediciones de energía del martinete utilizado durante la realización de perforaciones geotécnicas SPT
Pruebas Presiométricas	En alta mar: 14 pruebas en 2 perforaciones	Evaluar en sitio la rigidez, la compresibilidad y la resistencia.

#### II.3.3.1.3. Ensayos de laboratorio

El objetivo del programa de pruebas de laboratorio fue medir las propiedades índice, el comportamiento en consolidación, humedad-densidad, y fuerzas de cortante de las muestras de suelo recogidas en las perforaciones geotécnicas para análisis de ingeniería.

### II.3.4. Modelo geotécnico

#### II.3.4.1. Generalidades

A partir de los datos obtenidos de la campaña geotécnica in situ y de laboratorio, se determinó que la estratigrafía se compone de cinco unidades de suelos interpretadas, encontrados en el lugar del Proyecto. Sin embargo, estas unidades de suelo no están distribuidas uniformemente en capas a través del sitio, sino que simplemente representan los diferentes materiales de suelo encontrados. Estas unidades de suelo son las siguientes:

- Unidad de Arena y Limo
- Unidad de Suelo Interestratificado

- Unidad de Arcilla Gruesa
- Unidad de Arena y Grava
- Unidad de Suelo semi rígido

#### *II.3.4.2. Estratigrafía*

##### *II.3.4.2.1. Unidad de suelo arena y limo*

El material predominante encontrado en las exploraciones se componía fundamentalmente de arena gris oscura pobremente graduada (SP) a arena limosa (SM) a limo arenoso (ML). Esta unidad de suelo consistió en limo arenoso (ML) en aguas profundas (profundidades superiores a 12 m) y la transición a una arena pobremente graduada fina (SP), cerca de la costa. En la parte oeste del sitio del Proyecto, el material se vuelve más grueso, la transición de arena de grano fino a arena de grano medio aumenta hacia el oeste del Río Moín. El espesor de esta unidad se observó entre 4 y 10 metros, con una elevación inferior de alrededor de -15 m en toda el área del Proyecto. Es posible que este material esté rutinariamente en un ciclo de ser arrastrado, transportado y depositado por las corrientes marinas cercanas a la costa y la acción de las olas, dando como resultado variaciones estacionales de espesor en toda el área del Proyecto.

##### *II.3.4.2.2. Unidad de suelo estratificado*

La arena y arena limosa descrita anteriormente transiciona en una zona de interestratificaciones de arena, limo y arcilla. Por lo general, esta unidad consistía en arena limosa interestratificada (SM) a limo (ML) en la parte superior, la transición a una interestratificada de arcilla arenosa (CL) a una arcilla liviana (CL) y arcilla gruesa (CH) con la profundidad. En perforaciones realizadas y CPT realizados a lo largo del sitio, la unidad tenía una gran variabilidad en su elevación de transición y espesor general. A lo largo de la mayor parte del sitio, esta unidad varió en grosor desde 5 a aproximadamente 20 m. Sin embargo, a lo largo del rompeolas oeste, los espesores aumentaron, con algunas exploraciones que muestran que la unidad era de más de 50 m de espesor.

##### *II.3.4.2.3. Unidad de arcilla gruesa*

En varias perforaciones y CPT a través de todo el sitio una unidad distinta compuesta de alta plasticidad, de grano fino del suelo fue observada. Clasificaciones de campo de este material variaron de arcilla liviana (CL) a arcilla gruesa (CH) a limo elástico (MH), pero las pruebas de laboratorio generalmente clasifican esta unidad como una arcilla gruesa (CH) con poco o nada de arena. El material era generalmente de un color gris oscuro, con variaciones de color café y oliva.

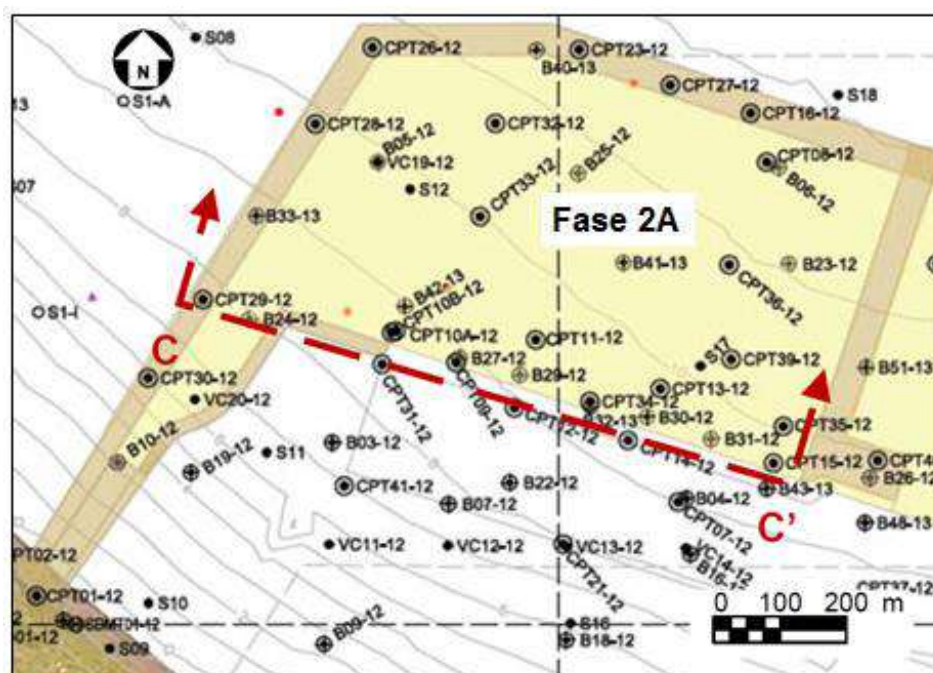
#### II.3.4.2.4. Unidad de arena y grava

Varias perforaciones y CPT identificaron una zona de material de grano grueso en la proximidad del muelle Fase 2A y terrenos de respaldo. Desde las muestras SPT y de núcleo de roca ejecutadas dentro de esta unidad consistieron en arena limosa, arena, grava limosa y grava arcillosa. El espesor típico observado para esta unidad fue de 2 a 9 m, con un promedio de aproximadamente 5 m.

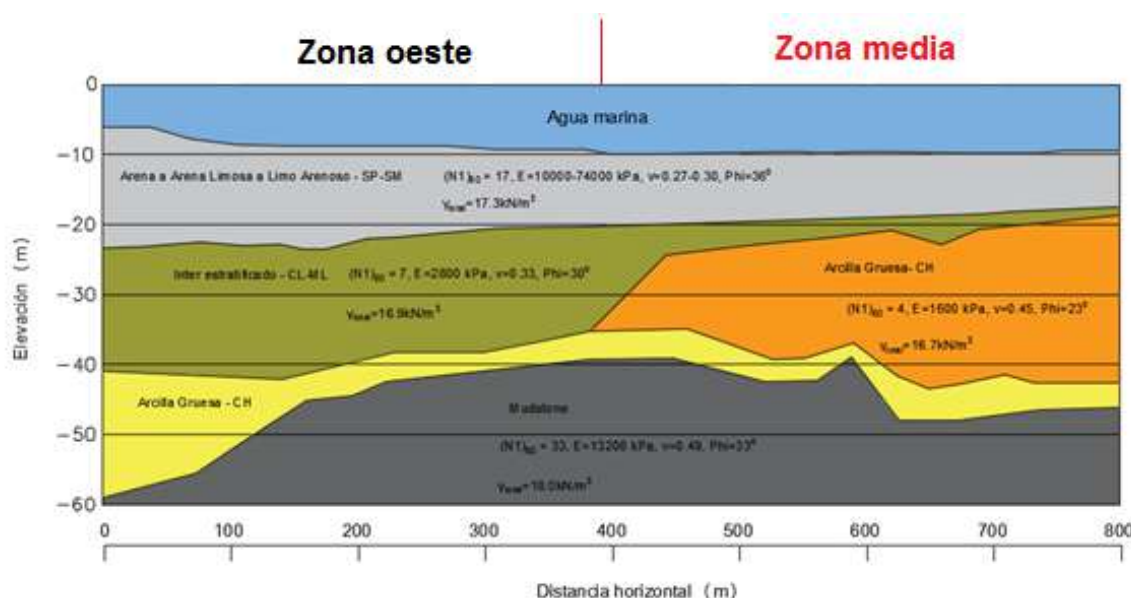
#### II.3.4.2.5. Unidad de suelo semirrígido (mudstone)

Para propósitos de ingeniería la unidad inferior o del sitio del Proyecto consiste en una unidad sedimentaria de suelo semi rígido. Se cree que está experimentando litificación, el proceso en el que el sedimento se convierte en roca sólida a través de procesos naturales de la cementación, cristalización y compactación. No está claro si este suelo rígido se asocia con la formación Moín. Sin embargo, dado que el suelo semi rígido está experimentando litificación, el material encontrado en las perforaciones y sondeos variaron de una arcilla rígida a una roca suave. El suelo semi rígido encontrado en el sitio del Proyecto varía de arcillas semi rígidas a limos semi rígidos a arenas semi rígidas. Este suelo se puede definir como depósitos de arcilla litificada que exhiben un comportamiento plástico cuando está mojado y son los depósitos más extendidos y abundantes en la Tierra.

La **Figura 29** muestra el perfil C-C', que sirve de base para este estudio. Se aprecian los sondeos CPTu, SPT/Rotación ejecutados en este perfil:



**Figura 29.** Perfil geotécnico C-C'. Fuente: modificado de APM Terminals (2016)



**Figura 30.** Modelo geotécnico aplicable al Muelle, corte C-C'

A partir del modelo geotécnico anteriormente mostrado, se definen 2 zonas: oeste (entre la (entre 0 - 400 m) y media (entre 400 - 800 m).

Se obtienen 2 modelos simplificados e independientes, los cuales se muestran en el **Cuadro 9** y **Cuadro 10**:

**Cuadro 9.** Modelo geotécnico – Zona oeste

Unidad / Estrato	Profundidad (m.s.n.m)		Zona
	De	A	
Columna Agua Marina	0.0	-10.0	$\gamma \approx 9.81 \text{ kN/m}^3$
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	-10.0	-14.0	SUCS: SP-SM, $(\bar{N}_1)_{60} = 17$ , $E \approx 10000-74000 \text{ kPa}$ , $v \approx 0.27-0.30$ , $\Phi' \approx 36^\circ$ , $\gamma_{\text{total}} \approx 17.3 \text{ kN/m}^3$
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	-14.0	-36.0	SUCS: CL-ML, $(\bar{N}_1)_{60} = 7$ , $E \approx 28000 \text{ kPa}$ , $v \approx 0.33$ , $\Phi' \approx 36^\circ$ , $\gamma_{\text{total}} \approx 16.9 \text{ kN/m}^3$
Mudstone	-36.0	Indefinido	SUCS: NA, $(\bar{N}_1)_{60} = 33$ , $E \approx 13200 \text{ kPa}$ , $v \approx 0.49$ , $\Phi' \approx 33^\circ$ , $\gamma_{\text{total}} \approx 18.8 \text{ kN/m}^3$

**Cuadro 10.** Modelo geotécnico – Zona media

Unidad / Estrato	Profundidad (m.s.n.m)	Zona
------------------	-----------------------	------

	De	A	Media
Columna Agua Marina	0.0	-10.0	$\gamma \approx 9.81 \text{ kN/m}^3$
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	-10.0	-14.0	SUCS: SP-SM, $(\bar{N}_1)_{60} = 17$ , $E \approx 10000$ - $74000 \text{ kPa}$ , $v \approx 0.27$ - $0.30$ , $\Phi' \approx 36^\circ$ , $\gamma_{\text{total}} \approx 17.3 \text{ kN/m}^3$
Arcilla Gruesa	-14.0	-36.0	SUCS: CH, $(\bar{N}_1)_{60} = 4$ , $E \approx 1600 \text{ kPa}$ , $v \approx 0.45$ , $\Phi' \approx 23^\circ$ , $\gamma_{\text{total}} \approx 16.7 \text{ kN/m}^3$
Mudstone	-36.0	-41.0	SUCS: NA, $(\bar{N}_1)_{60} = 17$ , $E \approx 13200 \text{ kPa}$ , $v \approx 0.49$ , $\Phi' \approx 33^\circ$ , $\gamma_{\text{total}} \approx 18.8 \text{ kN/m}^3$

El **Cuadro 11** resume de manera general el modelo estratigráfico del sitio, de acuerdo con lo expuesto en las secciones anteriores:

**Cuadro 11.** Resumen de exploración geotécnica in situ para el proyecto TCM –Fase 2A

Unidad / Estrato	Elevación en el fondo de la capa (msnm)	
	Fase 2A Oeste	Fase 2A Mitad
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	-14	-16
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	-36	-20
Arcilla Gruesa	-41	-39
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	NA	NA
Deep Soil Mix	-21	-21
“Mudstone” Suave	NA	-41
“Mudstone”	Desconocido	Desconocido
Ancho de perfil	10+000 a 10+317	10+317 a 10+519

### II.3.5. Características físico - mecánicas de los materiales

#### II.3.5.1. Generalidades

Se presentan en esta sección las propiedades índice, de resistencia y elásticas producto de la campaña geotécnica in situ y pruebas de laboratorio realizadas por el diseñador responsable del proyecto.



Para el presente estudio, no se realizaron ensayos de laboratorio adicionales, todas las propiedades fueron obtenidas de la información generada por APM Terminals.

### II.3.5.2. *Propiedades índice*

Se presenta en el siguiente cuadro los resultados promedio obtenidos de los ensayos de contenido de humedad, límite líquido, límite plástico y calificación según el sistema SUCS.

**Cuadro 12.** Resumen propiedades índice de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A

Unidad / Estrato	$\gamma$ total (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ seco (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
Arena a Arena							
Limosa a Limo Arenoso	17.3	12.3	-	-	-	-	SM
Inter estratificado							
Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	16.9	11.9	45	45	17	28	CL
Arcilla Gruesa	16.7	11.7	47	53	29	24	CH
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	18.9	14.5	-	-	-	-	SM
“Mudstone” Suave	18.0	13	35	80	40	40	-
“Mudstone”	18.0	13	35	80	40	40	-
Mezcla Suelo							
Profunda (Deep Soil Mix)	17.3	-	-	-	-	-	-
<div> <div> <math>\gamma</math> total: Peso unitario total  <math>\gamma</math> seco: Peso unitario seco  W: Contenido de humedad natural  LL: Limite liquido </div> <div> LP: Limite plástico  IP: Índice de plasticidad  SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos </div> </div>							

Fuente: APM Terminals (2016)

### II.3.5.3. *Resistencia al corte*

Se presentan en **Cuadro 13** los valores definidos para los parámetros de resistencia al corte. Se presentan parámetros drenados, totales y no drenados. Respecto a la resistencia



al corte no drenada,  $S_u$ , se estableció como una relación paramétrica en función del esfuerzo vertical efectivo en sitio ( $S_u / \sigma'_v$ ).

**Cuadro 13.** Resumen de parámetros de resistencia al corte de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A

Unidad / Estrato	Esfuerzos Efectivos		Esfuerzos Totales		Resistencia No Drenada		SPT (N1) <sub>60</sub> Golpes / 30 cm
	$\Phi'$ (grad)	$c'$ (kPa)	$\Phi_{total}$ (grad)	$c$ (kPa)	$S_u / \sigma'_v$	Min. $S_u$ (kPa)	
Arena a Arena							
Limosa a Limo Arenoso	32	0	-	-	-	-	14
Inter estratificado							
Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	30	0	22	0	0.35	42	7
Arcilla Gruesa	23	0	12.5	5	0.26-0.40	37	5
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	36	-	-	-	-	-	36
“Mudstone” Suave	-	-	-	-	-	170	
“Mudstone”	-	-	-	-	-	400	
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	-	-	-	-	180	-	

$\Phi'$ : Angulo de fricción interna efectiva     $S_u$ : Esfuerzo cortante sin drenar

$\Phi_{total}$ : Angulo de fricción interna total     $S_u / \sigma'_v$ : Relación de esfuerzo cortante sin drenar a esfuerzo efectivo en sitio

$c'$ : Cohesión efectiva

$c$ : Cohesión total

Fuente: APM Terminals (2016)

#### II.3.5.4. Parámetros elásticos

Se presentan en **Cuadro 14** los valores definidos para los elásticos, para cada unidad de suelo definida. Dicho parámetros son esenciales para la realización de una modelación numérica por elemento finito.

**Cuadro 14.** Resumen de parámetros elásticos de las unidades de suelo para TCM – Fase 2A

Unidad / Estrato	E (kPa)	v	Ko
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	10-74	0.27-0.30	0.41
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	2800	0.33	0.50
Arcilla Gruesa	1600	0.45	0.61
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	10-74	0.27-0.30	0.41
“Mudstone”	13200	0.49	0.54
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	114000	0.23	0.50

E: Modulo elástico

v: relación de Poisson

Ko: Coeficiente de empuje en reposo

Fuente: APM Terminals (2016)

#### II.3.5.5. Parámetros de consolidación (capas blandas)

Se presentan en el **Cuadro 15** los valores definidos para los parámetros de consolidación, para cada unidad de suelo definida:

**Cuadro 15.** Resumen de parámetros de consolidación de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A

Unidad / Estrato	OCR	$e_o$	$C_c$	$C_{re}$	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$C_{vr}$ (cm <sup>2</sup> /s)
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	-	-	-	-	-	-
Inter estratificado Limo / Arcilla	1.46-	1.11-	0.14-	0.007-	0.0030	0.010-
Arenosa / Arcilla Gruesa	1.58	1.37	0.16	0.010		0.013
Arcilla Gruesa	1.60-	1.21-	0.19-	0.015	0.001-	0.007
	1.62	1.38	0.26		0.002	
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	-	-	-	-	-	-
“Mudstone” Suave	1.55-	0.88-	0.12-	0.002-	0.001-	0.002
	2.66	1.04	0.55	0.046	0.003	
“Mudstone”	1.55-	0.88-	0.12-	0.002-	0.001-	0.002
	2.66	1.04	0.55	0.046	0.003	
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	-	-	-	-	-	-

OCR: relación de sobre consolidación

$e_o$ : Relación de vacíos inicial

$C_{re}$ : Relación de re-compresión

$C_{vr}$ : Coeficiente de Consolidación, re-compresión

$C_{ce}$ : Relación de compresión

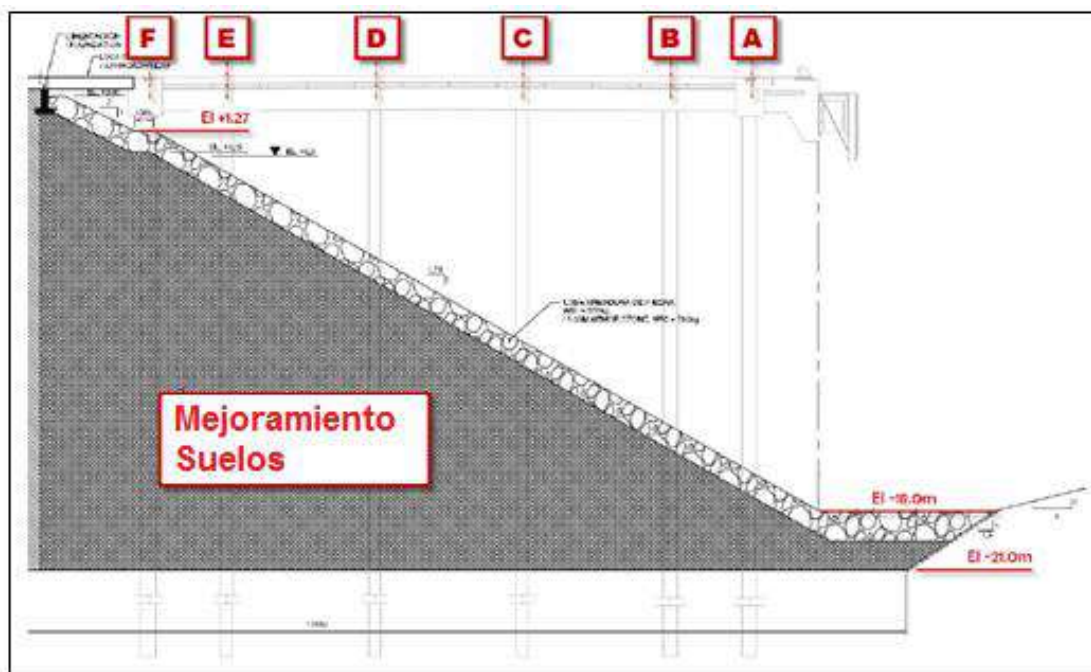
$C_v$ : Coeficiente de Consolidación

Fuente: APM Terminals (2016)

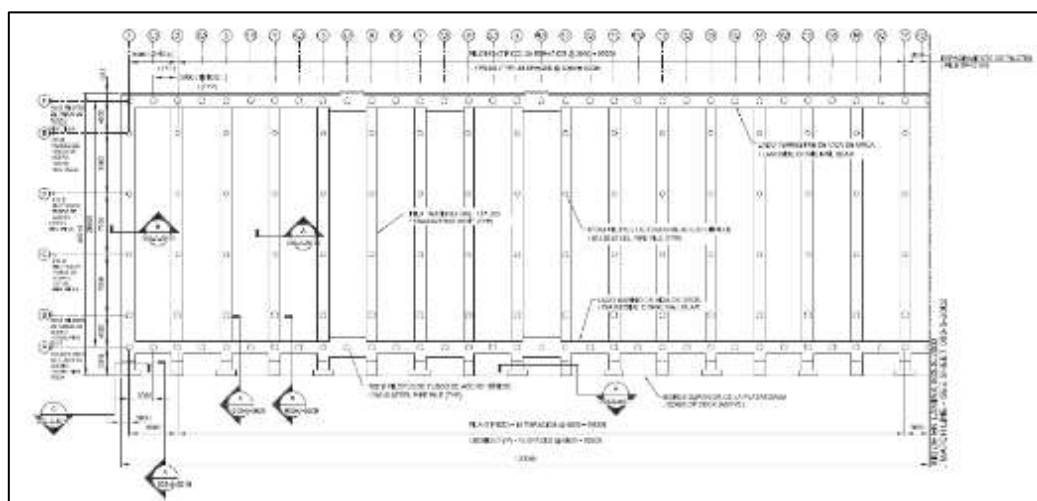
### **II.3.6. Aspectos estructurales del muelle**

La tipología estructural del muelle fue establecida por requerimientos estructurales. Las estructuras de atraque poseen tipologías típicamente conformadas por una losa apoyada sobre línea de pilotes hincados.

La estructura de muelle para la Terminal de Contenedores de Moín, fue concebida por una plataforma de carga apoyada en 6 líneas de pilotes nombrados de la A a la F, tal y como se aprecia en la **Figura 31**:



**Figura 31.** Sección transversal de la plataforma de atraque Fuente: APM Terminals (2016)



**Figura 32.** Vista en planta de la plataforma de atraque. Fuente: APM Terminals (2016)

Se parecía que la fila de pilotes A posee una mayor longitud libre respecto a la fila F. Nótese que a partir de la cota -21.0 m el material correspondiente a la unidad de suelo arenoso es mejorado mediante la técnica denominada Deep Soil Mixing, que equivale a el mejoramiento de las propiedades mecánicas mediante la inclusión de cemento hidráulico. Producto del análisis estructural realizado para la plataforma de atraque, se proporcionan cargas axiales para uso en los análisis de capacidad axial y de asentamientos. Las cargas

de la grúa se basaron en los rieles de la grúa que tienen 30.48 m de separación y las grúas de 8 ruedas por riel espaciadas 1.5 m. Las cargas muertas individuales en los pilotes por las cargas de los rieles de grúa de carga varían en rango desde menos de 440 kN a aproximadamente 2838 kN, dependiendo de la ubicación de la grúa. Las cargas enumeradas para las filas de pilotes de A y F representan la carga máxima debido a la carga de la grúa. La disposición de cargas axiales se muestra en **Cuadro 16**:

**Cuadro 16.** Cargas axiales de trabajo por pilote para la TCM –Fase 2A

Fila de Pilotes	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Térmica (kN)	Carga Total (kN)
<b>Sin Carga de Grúa</b>				
A	916	979	0	1895
B	859	1539	0	2398
C	992	2438	0	3430
D	1130	2464	0	3594
E	734	1463	0	2197
F	440	850	151	1441
<b>Con Carga de Grúa y sismo (Solo Líneas A y F)</b>				
A	2838	1263	0	4101
F	1704	1788	151	3643

Fuente: APM Terminals (2016)

En cuanto a cargas laterales, el análisis sísmico realizado a la plataforma de carga-descarga determino un desplazamiento lateral en la cabeza de cada pilote igual a 6.35 mm.

## **II.4. Diseño de la cimentación**

### **II.4.1. Generalidades**

El diseño geotécnico de la cimentación profunda para el muelle de la Terminal de Contenedores (TCM), involucro la utilización de técnicas de cálculo de capacidad estática de cimentaciones profundas. Al tratarse de una obra tipo muelle, la propuesta de pilotes consiste en tubos de acero marino. Se determinó la aplicación del método  $\beta$  (Beta) realizando la comparación de capacidades de carga axial con tapón y sin tapón en la punta.

Cuando no se produce tapón en la punta, se considera una doble fricción por el efecto interno y externo en las paredes del pilote.

Debe entenderse la **condición con tapón** como aquella en la que, para un pilote tubular o tipo H, se produce una sección trasversal sólida en el pilote. La sección completa se logra mediante la inclusión de una placa metálica que se suelda al pilote a una distancia de 1 a 2 diámetros desde la punta, lo que pretende garantizar la formación de un tapón. Por el contrario, cuando se habla de **condición sin tapón**, se debe entender que no genera esa sección completa, únicamente se dispone área del anillo de sección transversal.

Se consideró el efecto de licuación en los estratos de arena detectados superficialmente en la zona de proyecto, dicho material al ser susceptible a la licuación es mejorado mediante la mezcla con cemento (Deep Soil Mix).

Una vez definida la cota de la punta del pilote, así como la implementación o no de tapón en la punta, se estimó la deformación vertical de cada fila de pilotes (A a F).

Finalmente, se realizó una modelación numérica de la solución mediante el software de elemento finito RS3 de Rocscience, permitiendo modelar el proceso constructivo de la cimentación en 4 etapas básicas:

- Relleno condición original
- Hincas de pilotes
- Excavación y mejoramiento del terreno (Deep Soil Mix)
- Carga axial y lateral de la cimentación

#### **II.4.2. Análisis de licuación**

Para la concepción del proyecto, APM Terminals ejecuto un análisis de riesgo sísmico y respuesta dinámica para el sitio específico de la terminal. Producto de dichos estudios se definieron los parámetros sísmicos mostrados en el **Cuadro 17**:

**Cuadro 17.** Parámetros sísmicos para análisis de licuación, TCM –Fase 2A

Área	Nivel Sísmico Operativo		Nivel Sísmico Contingencia	
	Mw	PGA	Mw	PGA
Muelle	7.0	0.007g	7.7	0.24g
Patio	7.0	0.07g	7.7	0.30g

Mw: Magnitud momento

Fuente: APM Terminals (2016)

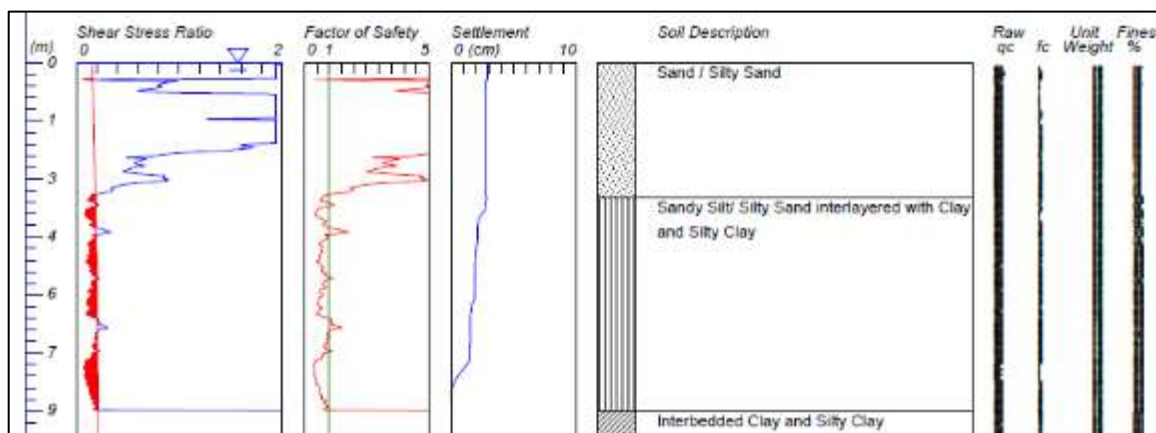
Para este estudio se dispone del análisis de licuación para el proyecto en general, mismo que es contemplado en la definición de la cimentación profunda de la plataforma de atraque.

El análisis de licuación se efectuó utilizando el programa informático Licuar Pro de CivilTech. Se estimó la resistencia del suelo contra la carga cíclica usando la información del suelo tal como: contenido de finos, tipo de suelo y conteo de golpes SPT.

En términos generales, los resultados de los análisis de licuación realizados para la fase 2A muestran que los suelos originales limoso y arenoso inmediatamente debajo del fondo marino existente son susceptibles de licuación, extendiéndose hasta la cota -21 m.

Debido a la susceptibilidad a la licuación del suelo natural arenoso, el diseño de los taludes de la isla artificial contempla la estabilización de estos hasta la cota -21 m. Lo anterior significa que el potencial de licuación en esta área de la plataforma de atraque se mitiga. Así mismo, el espesor que se detecta licuable no es considerado dentro del análisis de capacidad estática de los pilotes. El diseñador de la isla artificial ha propuesto el mejoramiento de este material mediante una Mezcla de Suelo Profunda (Deep Soil Mix).

En la **Figura 33**, se muestra el análisis de una de las perforaciones correspondientes al sitio de muelle, mostrándose un Factor de Seguridad a la licuación menor a 1:



**Figura 33.** Análisis de licuación – Salida de resultados del software Licuar Pro. Fuente: APM Terminals (2016)

Secciones oeste y centro – La licuefacción se pronosticó en los suelos naturales limosos y arenosos localizados debajo del muelle. Debido a la licuefacción potencial del suelo original y de relleno a lo largo del área del muelle, se propuso mejoramiento del suelo con Mezcla

Profunda de Suelo (DSM por sus siglas en inglés) y vibro-compactación para el relleno y el terreno original a una elevación de aproximadamente -20 metros. El mejoramiento de suelo propuesto reducirá significativamente o eliminará la licuefacción potencial de los suelos originales y de relleno a lo largo del muelle hacia abajo hasta elevación -20 metros.

Para efectos de la cimentación profunda, los pilotes se comportan en más de un 90% por punta, lo que evidencia la necesidad de emplear una cimentación profunda para la plataforma, al no verse afectada por el fenómeno de licuación.

#### ***II.4.3. Diseño estático – carga axial – estado resistencia***

Inicialmente se analizaron las capacidades axiales de los pilotes correspondientes a las filas A y F dado que son los pilotes con la mayor carga axial.

Se revisaron, manualmente, dos escenarios generales: con tapón y sin tapón. Se emplea la metodología  $\beta$  (Beta) para estimar la resistencia por fricción y la metodología de Meyerhof para estimar la capacidad por punta

Se empleó para el cálculo de las curvas de capacidad el software RSPile de Rocscience, adicionalmente se empleó la herramienta Microsoft Excel con el fin de realizar una verificación semi-manual de los datos.

Previo a ejecutar el análisis estático, se define el material del pilote propuesto. No se ejecuta un análisis para cada tipo de material, dado que las metodologías propuestas son función únicamente de parámetros del sitio de cimentación y de la geometría del pilote (longitud y sección transversal). Los aspectos analizados son los siguientes:

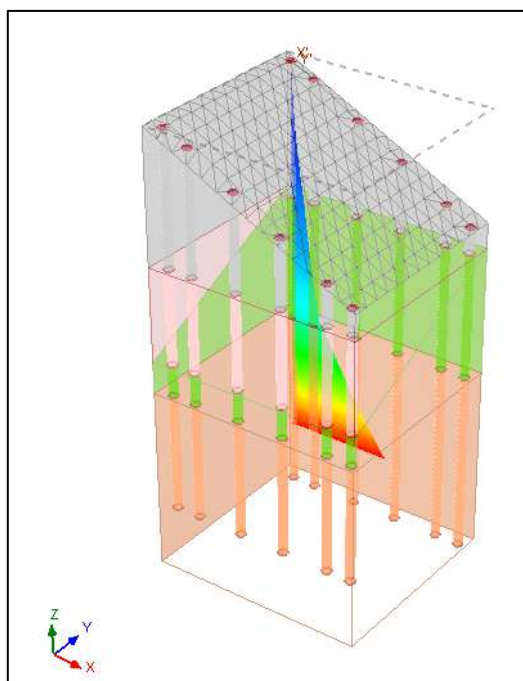
- Se prevén pilotes con una longitud superior a los 35 m.
- No se proponen pilotes de madera, debido a: su baja resistencia a los esfuerzos de hinca. El mercado no ofrece longitudes que alcancen o superen los 35 m. No permiten empalmes. Son afectados por su durabilidad, en un muelle se verán expuestos a periodos de humedecimiento secado.
- No se proponen pilotes de concreto prefabricados, debido a: que para longitudes de 35 m o más, se tendrán elementos excesivamente pesados y difíciles de maniobrar durante las labores de izado e hinca. En ambientes marinos, presentan problemas de durabilidad, lo que requiere del uso de concretos especiales. No permite empalmes en sitio, lo que significa un problema en caso de requerirse profundización.
- El material propuesto para la cimentación de la plataforma e atraque de la Nueva Terminal de Contenedores, es el acero marino. Se proponen pilotes de sección



transversal tubular. Se sustenta la elección en que para obras portuarias, la práctica y la experiencia indica que son los elementos de mayor uso a nivel mundial. Este tipo de pilote permite diámetros de hasta 1.5 m, son manipulables y permiten empalmes en sitio.

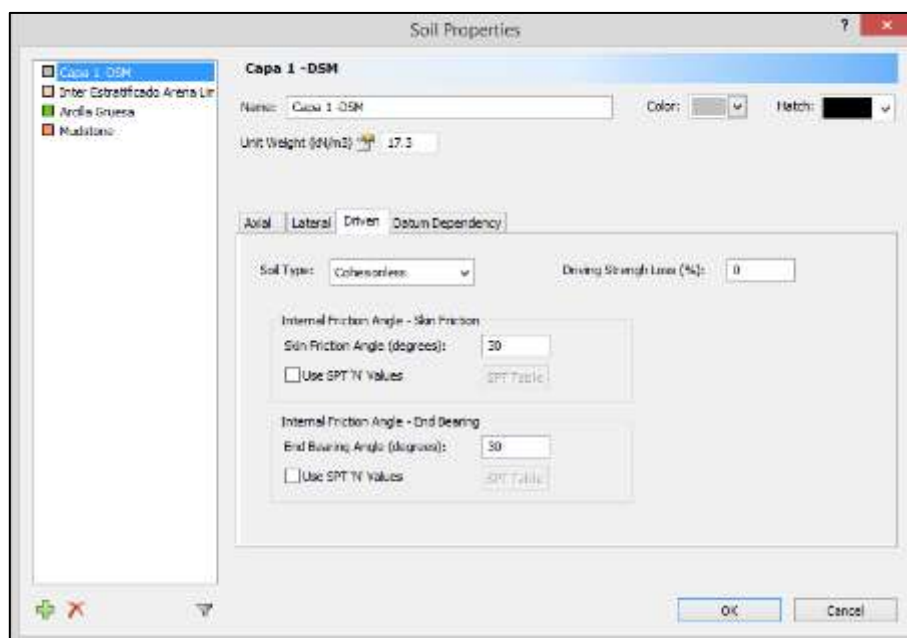
Para el diseño a carga axial de los pilotes, se dispusieron 2 diámetros de pilotes de acero tubular comerciales: 760 mm y 610 mm con un espesor de 25 mm. Se realizó un análisis de carga estática para cada línea de pilotes y cada diámetro propuesto.

En las siguientes figuras se muestra la modelación realizada con el software mencionado, que sirvió para obtener curvas de capacidad  $Q_u$  (carga última axial a una determinada cota en la punta del pilote):

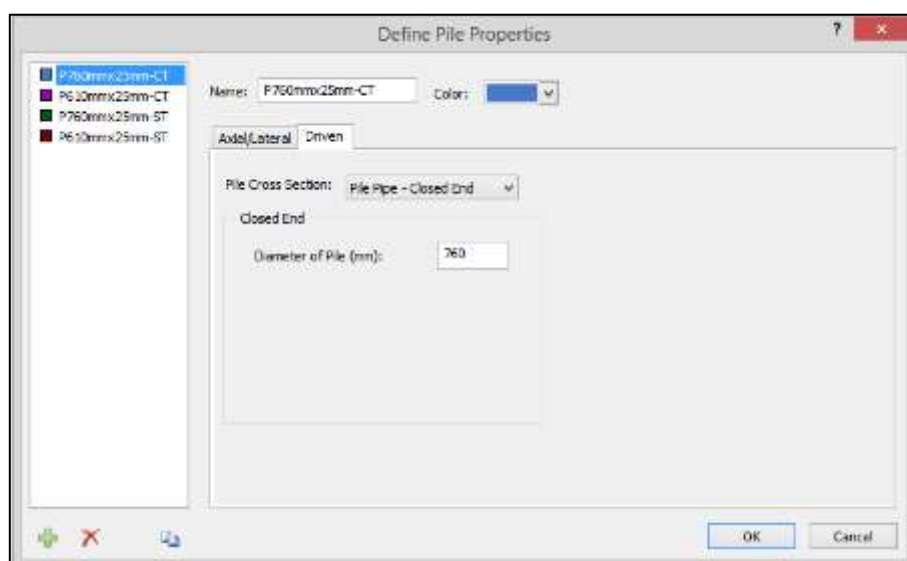


**Figura 34.** Modelación realizada para determinación de capacidad estática de la cimentación profunda. Fuente: Rocscience RSPile (2018)

Se observa en la **Figura 34**, se modela la estratigrafía en el sector oeste del muelle y en el sector medio donde desaparece la capa de suelo interestratificada. La **Figura 35** y **Figura 36** figuras muestran la inserción de parámetros tanto de las capas de materiales, pilotes y la definición de las perforaciones:



**Figura 35.** Definición de las características de los materiales Fuente: Rocscience RSPile (2018)

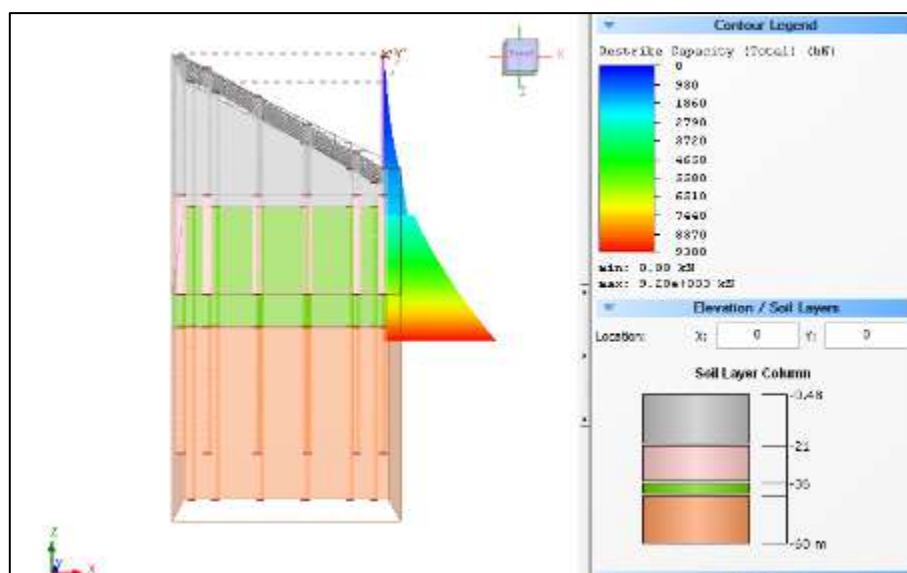


**Figura 36.** Definición de las características de pilotes tubulares. Fuente: Rocscience RSPile (2018)



**Figura 37.** Definición de las características de los materiales. Fuente: Rocscience RSPile (2018)

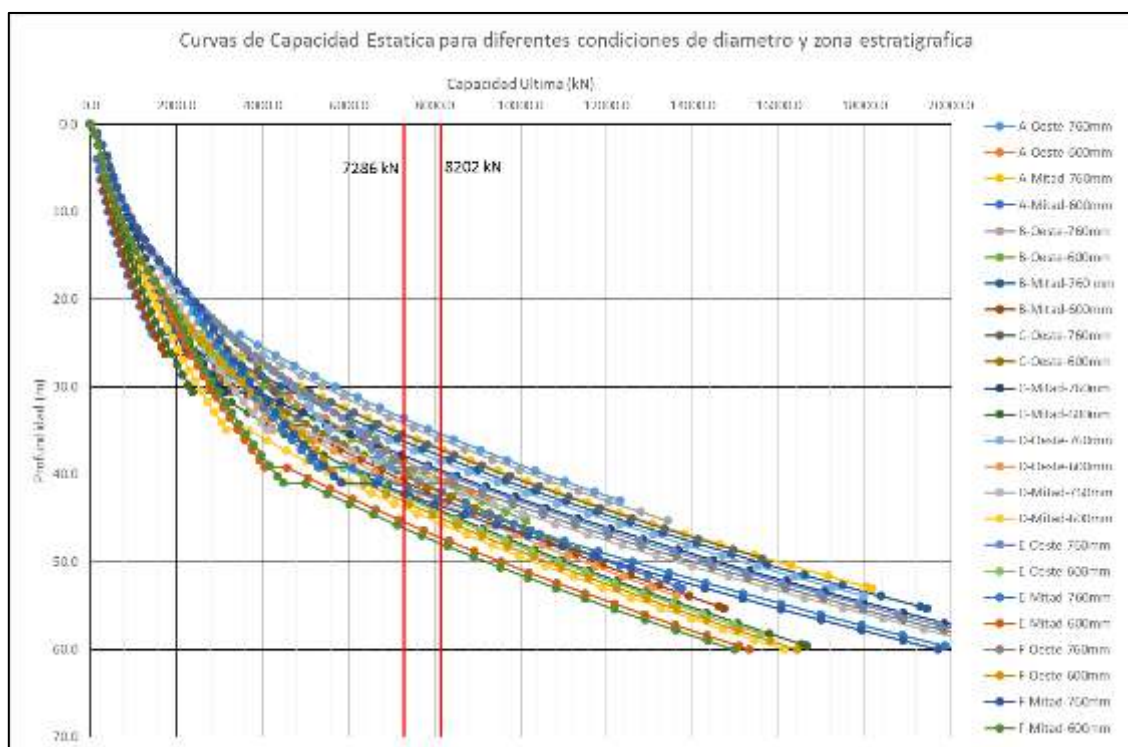
La **Figura 38**, muestra la curva de capacidad de carga en función de la profundidad estimada por el software, se aprecia la escala de colores que evidentemente para para mayores profundidades de ubicación de la punta del pilote, determina mayor capacidad de carga.



**Figura 38.** Capacidad de carga - profundidad

Fuente: Rocscience RSPile (2018)

De manera similar, el software genera para ubicación de pilote, graficas de capacidad versus profundidad, la siguiente figura muestra la curva de capacidad generada para un pilote de 760 mm de diámetro, 25 mm, ubicado en la fila A:



**Figura 39.** Curvas de capacidad-profundidad. Pilotes 760x25mm y 600x25mm. Fuente: Rocscience RSPile (2018)

Tal y como se mencionó anteriormente, las filas A y F se analizan prioritariamente por la mayor demanda de capacidad axial requerida según el diseño y análisis estructural, estos pilotes definen el rango de pilotes que debe emplearse para las filas de la B a la E.

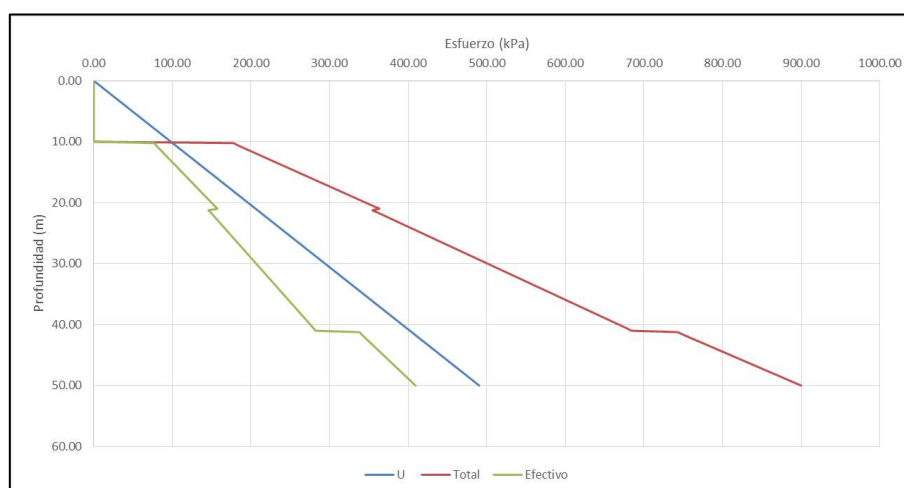
A manera de comprobación, se realizó el cálculo la modelación manual y estimación de la curva de capacidad axial de carga. Para tal fin se empleó el método  $\beta$  (Beta), definiendo los siguientes diseño: mostrados en el **Cuadro 18**

**Cuadro 18.** Parámetros de diseño cimentación profunda, método Beta, TCM –Fase 2A

Unidad / Estrato	$\gamma$ total (kN/m <sup>3</sup> )	Esfuerzos Efectivos		Resistencia No Drenada		Beta	Nq
		$\Phi'$ (grad)	$c'$ (kPa)	$S_u / \sigma'_v$	Min. $S_u$ (kPa)		
Agua	9.81						
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	17.3	32	0	-	-	0.30	70
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	16.9	30	0	0.35	42	0.30	30
Arcilla Gruesa	16.7	23	0	0.33	37	0.20	20

Unidad / Estrato	$\gamma$ total (kN/m <sup>3</sup> )	Esfuerzos Efectivos		Resistencia No Drenada		Beta	Nq
		$\Phi'$ (grad)	$c'$ (kPa)	Su / $\sigma'_v$	Min. S <sub>u</sub> (kPa)		
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	18.9	36	-	-	-	0.35	70
"Mudstone" Suave	18	-	-	-	170	0.35	80
"Mudstone"	18	-	-	-	400	0.35	80
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	17.3	30	-	180	-	0.25	30

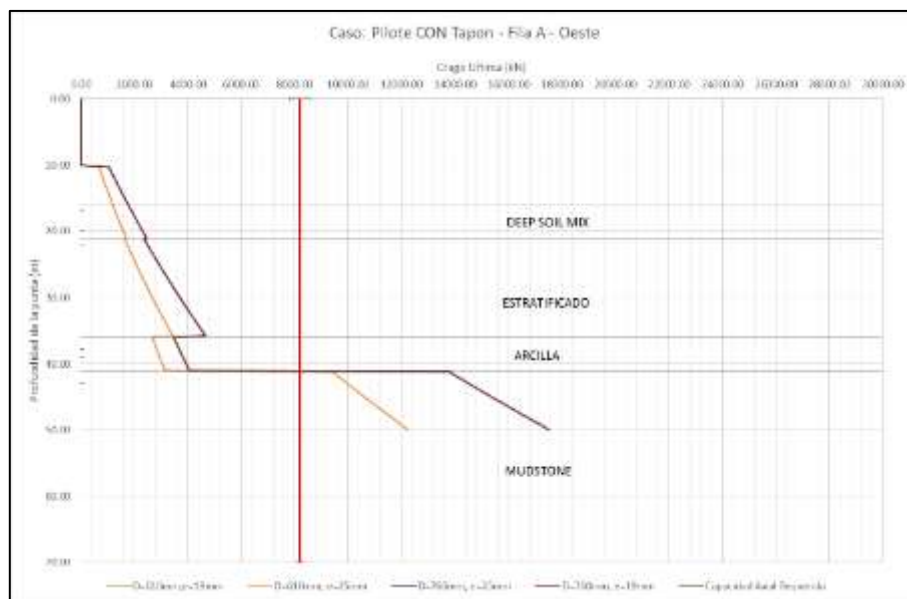
La **Figura 40** muestra la variación estimada del esfuerzo total y efectivo contra la profundidad, para una columna estratigráfica máxima de 50 m:



**Figura 40.** Variación del esfuerzo total y efectivo contra la profundidad, para la estratigrafía típica.

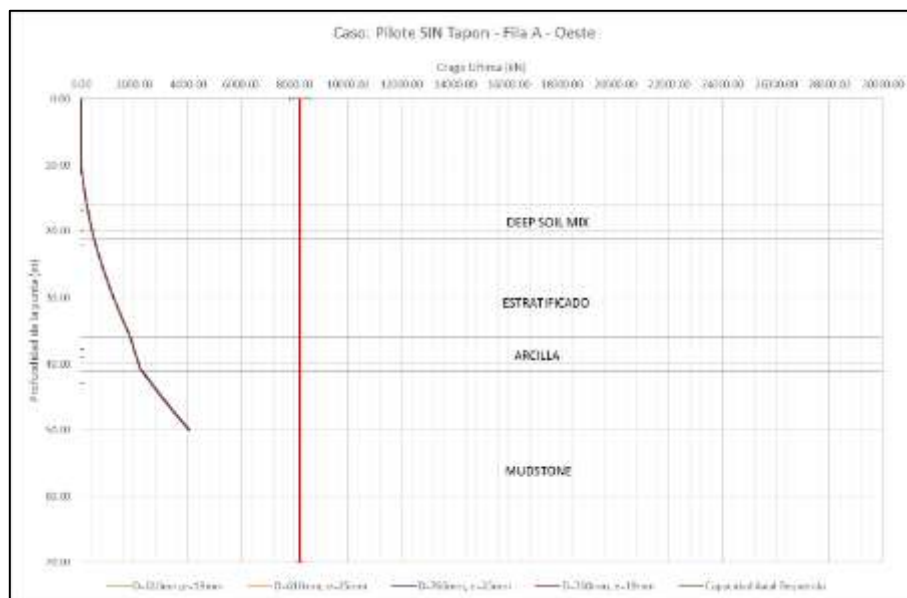
La **Figura 41** muestra la curva de capacidad axial obtenida mediante el método Beta para los pilotes correspondientes a la Fila A, con tapón en la punta. La profundidad se extiende hasta los 50 m.

Se aprecia en esta curva que la capacidad axial aumenta con la profundidad, aumentando drásticamente justo al alcanzar la capa de suelo "Mudstone" debido a sus elevados parámetros de resistencia ( $N_q$  y  $\beta$ ) y por tener una sección de apoyo completa al modelarse con tapón.



**Figura 41.** Curva capacidad axial para pilote de la Fila A CON Tapón, diámetros de 610 mm y 760 mm

La **Figura 42** muestra la curva de capacidad axial obtenida mediante el método Beta para los pilotes correspondientes a la Fila A, sin tapón en la punta. La profundidad se extiende hasta los 50 m. La fricción o capacidad por fricción se contempla tanto externamente como internamente. Conservadoramente, para la fricción interna se utiliza un valor de  $\beta/2$ .



**Figura 42.** Curva capacidad axial para pilote de la Fila A SIN Tapón, diámetros de 610 mm y 760 mm

Se aprecia de las curvas obtenidas con y sin tapón, que la capacidad decae drásticamente cuando se analiza un pilote sin tapón. Por ende, la recomendación del análisis es el de emplear pilotes con tapón.

Los análisis anteriormente presentados, fueron realizados para las filas de la B a la E, la conclusión respecto al uso de tapo se mantiene.

En cuanto a la estimación de la cota de apoyo de la punta de los pilotes, se debe definir el factor de seguridad a trabajar. En este caso se utilizará un factor de seguridad igual a 2, considerando el caso de carga estático + dinámico del CCCR, así como las recomendaciones del Cuerpo de Ingenieros de la Marina de Estados Unidos (US Army Corp Enginners (USACE)), 1994:

**Cuadro 19.** Factores de seguridad recomendados por USACE

Condición de carga	Factor de Seguridad Mínimo	
	Compresión	Tensión
Usual	2.0	2.0
Inusual	1.50	1.50
Extremo	1.15	1.15

Fuente: USACE (1994)

Dicho lo anterior, las curvas de capacidad de carga se emplean superponiendo la demanda de carga axial multiplicada por el factor de seguridad, con lo anterior se determinan las cargas mostradas en el **Cuadro 20** para diseñar la cota de fundación:

**Cuadro 20.** Cargas axiales de trabajo por pilote aumentadas por el FS para la TCM – Fase 2A

Fila de Pilotes	Carga Total (kN)
A	3790
B	4796
C	6860
D	7188
E	4394
F	2882
A (Con sismo)	8202
F (Con sismo)	7286

Fuente: APM Terminals (2016)

A partir de las cargas aumentadas mostradas anteriormente y utilizando curvas de capacidad axial, se define que la cota de cimentación debe coincidir con la aparición de la Unidad de Suelo Mudstone, estimada en la cota -41 m. Por términos de seguridad se recomienda utilizar un empotramiento de 2 a 3 diámetros dentro de dicha capa, concluyéndose que se debe alcanzar la cota -43 m. El diámetro queda definido acorde a la curva de capacidad ya sea para un diámetro de 760 mm o 600 mm. El análisis se realiza utilizando la curva de capacidad de carga para cada fila de pilotes y para la zona geotécnica que corresponda (se definieron 2 zonas con perfil geotécnico variable en cuanto a espesores y capas de materiales presentes). Todas las curvas de capacidad se anexan a este documento. En cuanto a la utilización de un diámetro menor o mayor, se definió que para las filas A y F debe emplearse 760 mm. Mientras que, para las restantes filas, se puede utilizar el diámetro de 610 mm. Respecto el espesor del pilote, únicamente se apreció variación significativa cuando se realiza el análisis sin tapón, cuando se emplea tapón no modifica los resultados. Por lo que el espesor del tubo es un parámetro que debe ser definido por el diseño estructural del pilote. Para efectos prácticos se propone un espesor típico en obras marinas de 25 mm.

El **Cuadro 21** resume los resultados en términos de cota de diseño y diámetro propuesto por fila de pilote:



**Cuadro 21.** Cota de diseño y diámetro de pilote estimados

Fila de Pilotes	Condición de análisis		Diámetro (mm)	Espesor (mm)
	Con tapón	Sin tapón		
A	- 43.0	- 60.0	760	25
B	- 43.0	- 50.0	760	25
C	- 43.0	- 55.0	610	25
D	- 43.0	- 55.0	610	25
E	- 43.0	- 50.0	610	25
F	- 43.0	- 60.0	760	25

#### **II.4.4. Estimación de deformaciones verticales – estado de servicio**

La determinación de la deformación vertical de los pilotes se determinó utilizando la teoría mostrada en la sección 2.5.4. El asentamiento  $s$ , se compone de 3 aspectos a determinar:

$s_{e1}$  = asentamiento elástico del pilote

$s_{e2}$  = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

$s_{e3}$  = asentamiento del pilote causada por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

Las cargas de fuste imparten una carga negativa en el pilote a lo largo de la longitud del pilote situada por encima del plano neutral. El plano neutral se define como el punto a lo largo de la longitud del pilote donde el pilote se asienta la misma cantidad que el suelo circundante. Por encima del plano neutral, el suelo se asienta con respecto al pilote, y por debajo del plano neutral el pilote se asienta con relación al suelo.

Los resultado para la deformación en la punta del pilotes se muestra en el **Cuadro 22**, para dichos cálculos se consideró la carga capacidad en punta y por fricción del pilote a la cota de diseño.

**Cuadro 22.** Estimación del asentamiento vertical

Fila de Pilotes	se1	se2	se3	Total
-	mm	mm	mm	mm
A	4 – 5	1 – 2	3 - 4	8-11
B	4 - 5	1 – 2	3 - 4	8-11
C	6 -7	4 – 22	8 – 11	18-40
D	7 – 8	4 – 29	12 – 19	23-56
E	4 – 5	3 – 14	17 – 26	24-45
F	1 - 2	2 - 9	20 - 30	23-41

Para efectos de evaluar la estimación de asentamiento realizada, se compara con los parámetros del Cuadro 3.5 del CCCR. En el caso del asentamiento total, se equipará la estructura a una reticular con asentamiento máximo entre 50 y 100 mm. De acuerdo con este criterio, la cimentación cumple.

En cuanto al asentamiento diferencial, se evalúa utilizando el criterio para marcos metálicos sencillos, con un asentamiento diferencial máximo de 0.005l. Los resultados se muestran en el **Cuadro 23**:

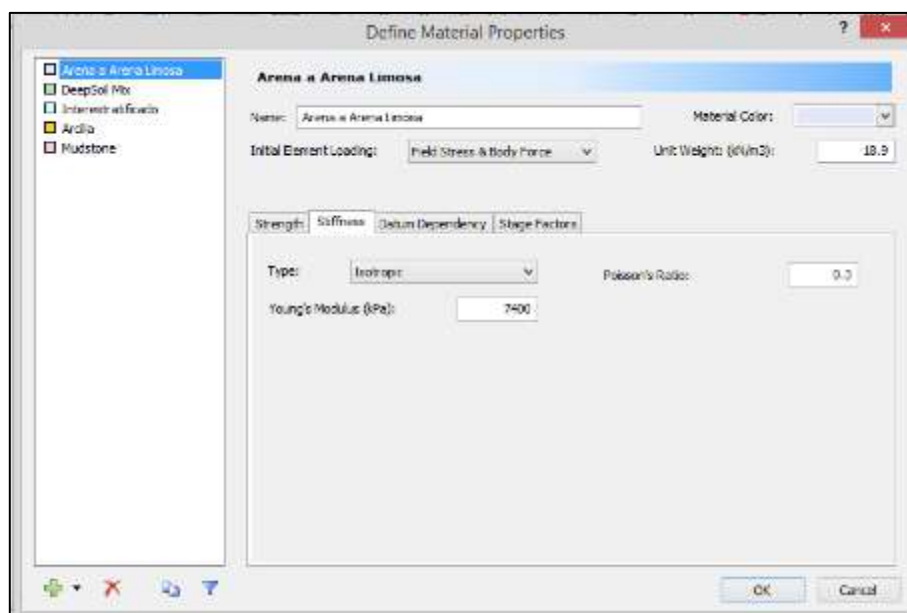
**Cuadro 23.** Evaluación del asentamiento diferencial

Fila de Pilotes	Total	Diferencial	Asentamiento Diferencial	Distancia	0.005L
-	mm	-	mm	mm	mm
A	11.0	A-B	0.0	4000	20
B	11.0	B-C	29.0	7500	37.5
C	40.0	C-D	16.0	7500	37.5
D	56.0	D-E	11.0	7500	37.5
E	45.0	E-F	4.0	4000	20
F	41.0	-	-	-	-

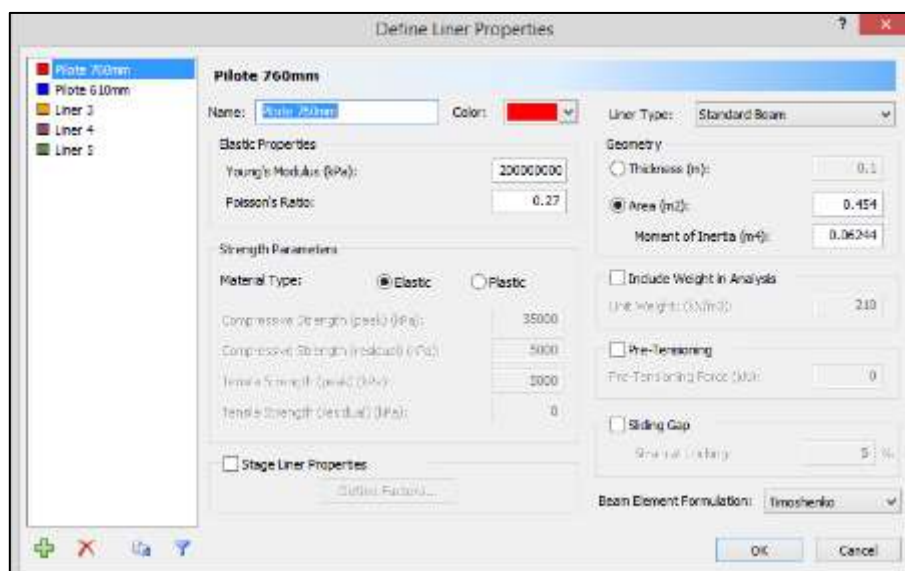
Cabe mencionar, que el CCCR no estable un criterio claro para obras portuarias, por lo que se empleó el criterio de estructuras semejantes a un marco.

#### II.4.5. Modelación numérica

Se realizó la modelación numérica utilizando la teoría de elementos finitos, para esto se empleó el software RS3 de Rocscience. Se utilizó un modelo de 2 dimensiones, deformación plana con una malla de elementos finitos triangulares de 6 nodos. Las capas de materiales se modelaron de acuerdo a las propiedades elásticas presentadas en las acciones anteriores. En el caso específico de los pilotes, fueron modelados utilizando elementos tipo “liners”, asignando las propiedades elásticas del acero (módulo de elasticidad y módulo de Poisson), así como el área de sección transversal y momento de inercia (para pilotes de 760 mm y 610 mm de diámetro). Las siguientes figuras muestran la pantalla de entrada de datos tanto para los materiales tipo suelo como para los pilotes:



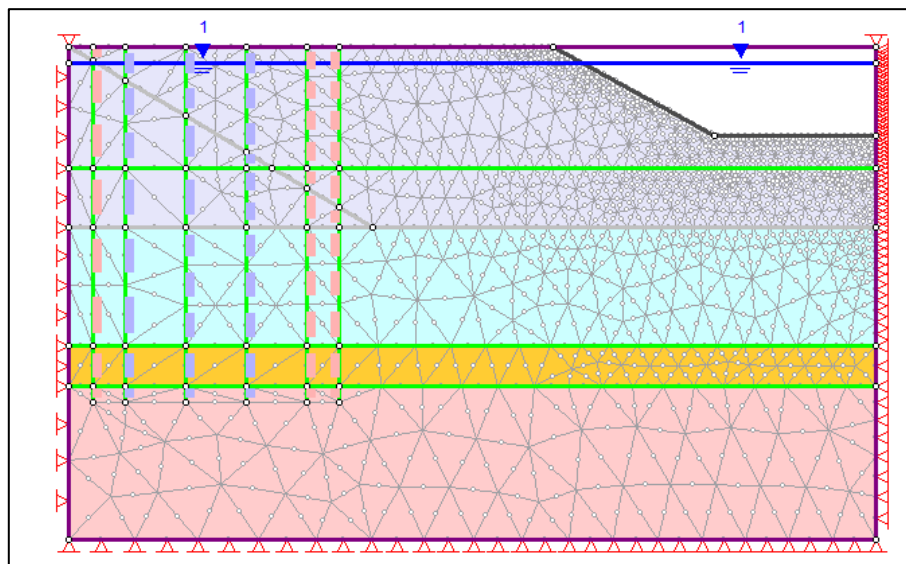
**Figura 43.** Ingreso de propiedades elásticas de las unidades de suelo



**Figura 44.** Ingreso de propiedades de los elementos tipo pilote de acero

En cuanto al análisis realizado, se realizó la modelación del proceso constructivo de la cimentación profunda, de acuerdo a la metodología propuesta por APM Terminals. Dicha metodología constructiva consiste, básicamente, de las siguientes etapas:

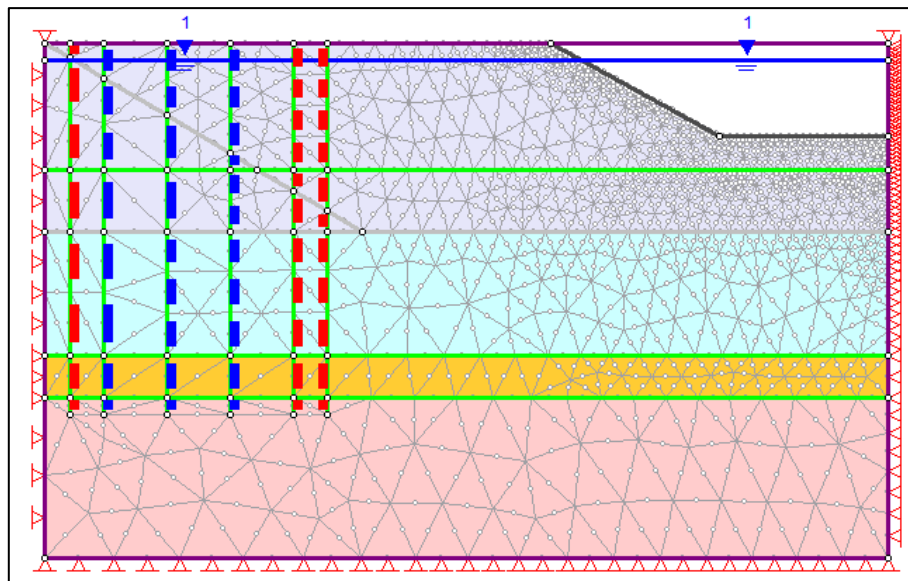
1. **Etap 1 - Esfuerzos iniciales.** El terreno corresponde a parte de la isla, donde se apremia realizar la hincas de los pilotes en suelo firme. Es decir, se construye una zona adicional de isla para poder hincar pilotes en tierra firme. La **Figura 45** muestra la modelación de esta etapa:



**Figura 45.** Etapa 1: estado inicial del terreno

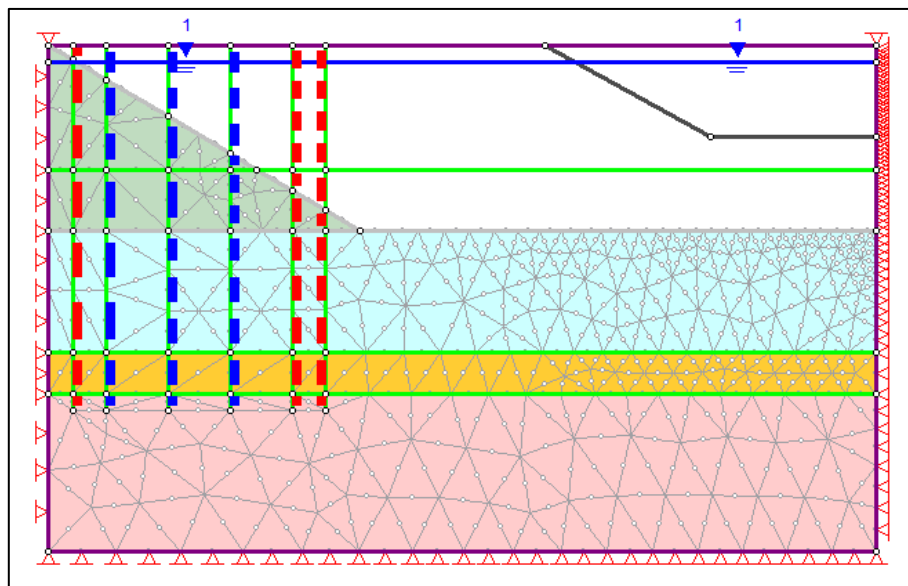
2. **Etap 2 – Hincas de pilotes tubulares de acero:** la segunda etapa se modela con la inclusión de los elementos tipo “liner”. Se incluyen en esta etapa las 6 filas de

pilotes hasta una cota de 43 m, de acuerdo al análisis de carga estática realizado con anterioridad. La **Figura 46** muestra la modelación de esta etapa:



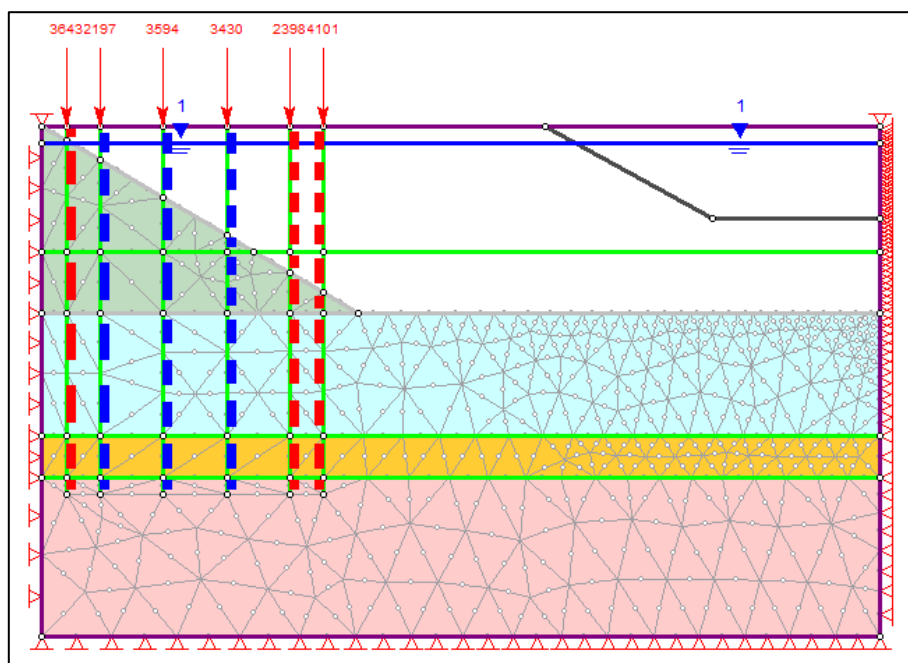
**Figura 46.** Etapa 2: hincado de pilotes tubulares de acero

3. **Etapa 3 – Excavación y mejoramiento de suelos:** en la tercera etapa, se ha concluido por completo la hincado de pilotes. Se procede a excavar hasta la cota -21 y mejorando la capa de arena superficial mediante la técnica “Deep Soil Mix” (mejoramiento con cemento). Este mejoramiento obedece a que esta capa de material arenosos es licuable, dicha capa no afecta la capacidad estática de los pilotes dado que se apoyan esencialmente por punta. El mejoramiento se debe ejecutar para estabilizar el talud de la isla artificial, puesto que dicha isla es construida de arena limpia que no permite cortes verticales. Utilizando esa técnica, se mitiga la posibilidad de licuación en esa capa de arena.  
De esta manera, los pilotes poseen diferentes empotramientos y por tanto diferentes resistencias por fricción. Siendo la fila A la de menor empotramiento y por tanto la de mayor longitud libre. La **Figura 47** muestra la modelación de esta etapa:



**Figura 47.** Etapa 3: excavación y mejoramiento de suelos

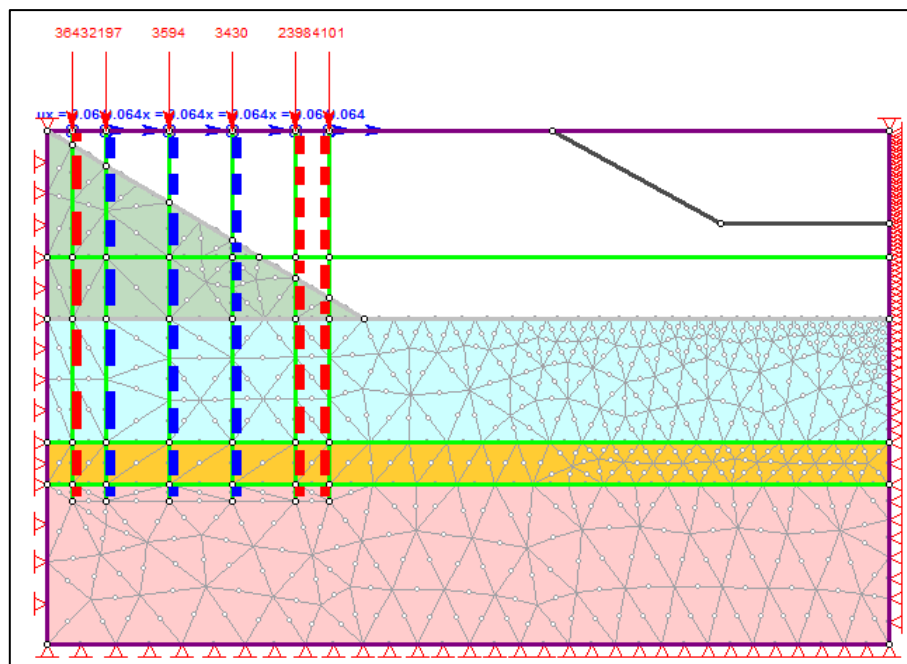
4. **Etapa 4 – Carga axial de servicio:** esta etapa simula la puesta en servicio del muelle, se cargan los pilotes con las correspondientes cargas de servicio axiales. La **Figura 48** muestra la modelación de esta etapa:



**Figura 48.** Etapa 4: cargas axiales en pilotes

1. **Etapa 5 – Carga lateral:** esta última etapa simula el desplazamiento lateral del muelle producto de cargas sísmicas. El diseñador estructural del proyecto reporto un

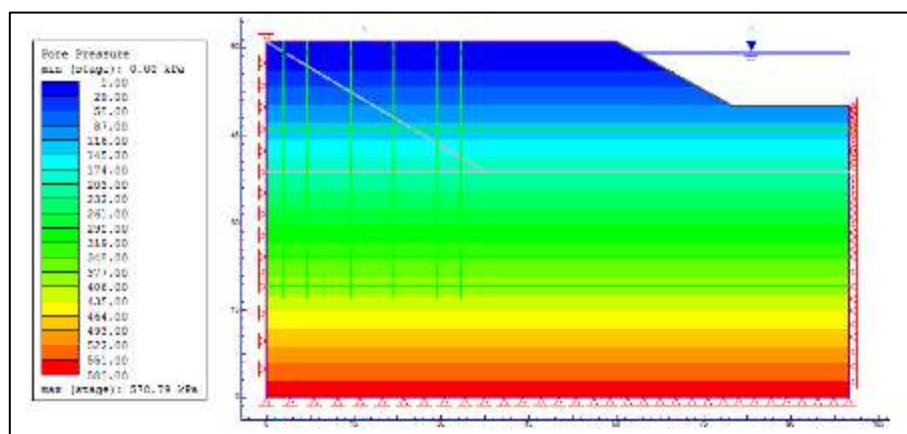
desplazamiento en la cabeza del pilote igual a 0.064 m. La **Figura 49** muestra la modelación de esta etapa:



**Figura 49.** Etapa 5: desplazamiento lateral del muelle

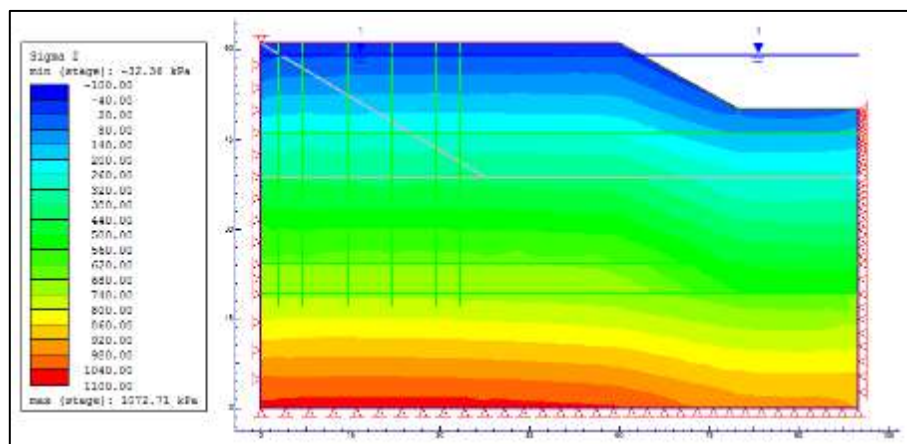
Posteriormente a la definición de parámetros y etapas de análisis, se ejecuta el análisis del problema definido.

La **Figura 50** muestra los resultados para la distribución de presiones de poro en la fase inicial, este cálculo permite comprobar la adecuada modelación del nivel freático, que en este caso coincide con el nivel del mar.



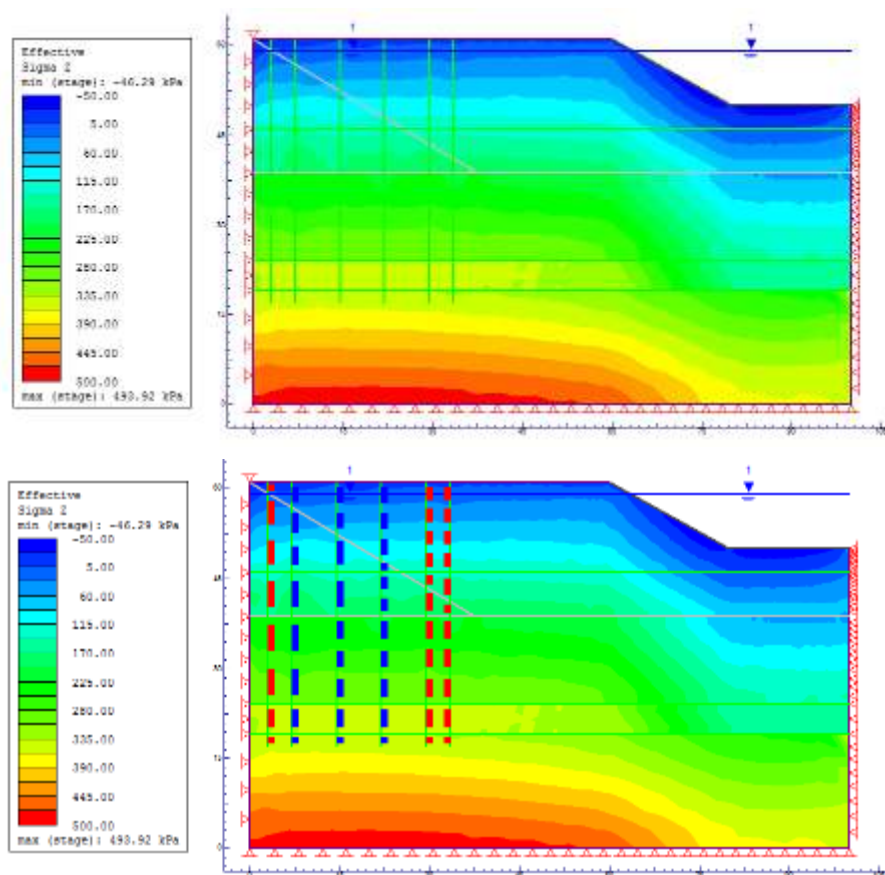
**Figura 50.** Distribución de presiones de poro en la Etapa 1

De manera similar, la **Figura 51** muestra la distribución de esfuerzos totales verticales en la Etapa 1:



**Figura 51.** Distribución de esfuerzos totales en la Etapa 1

La **Figura 52** muestra la distribución de esfuerzos efectivos para la Etapa 1 y Etapa 2:



**Figura 52.** Distribución de esfuerzos efectivos en la Etapa 1 y Etapa 2, respectivamente

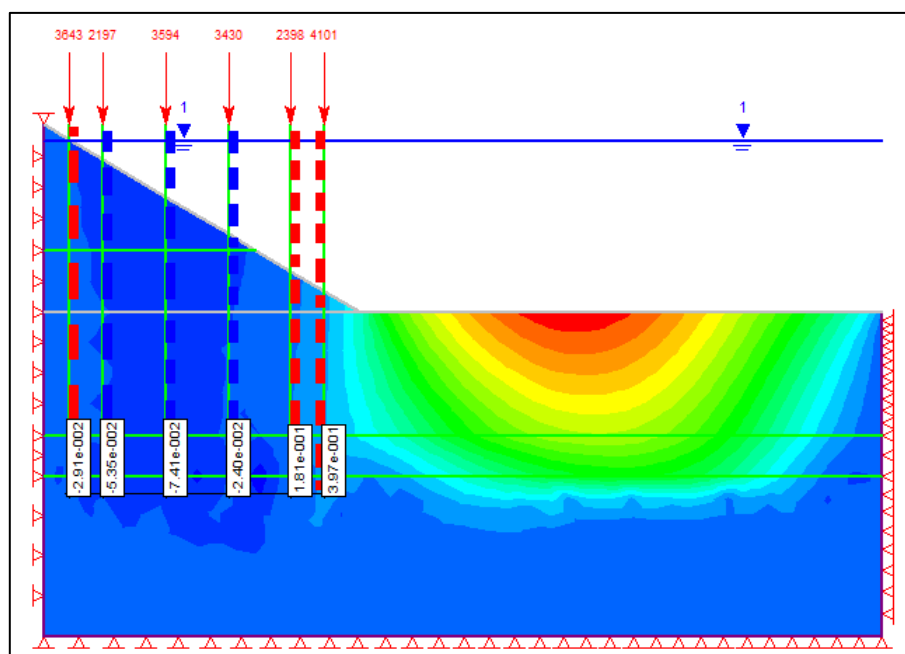
El análisis de la Etapa 3, permitió determinar la deformación vertical en la punta de los pilotes. En este caso se obtuvo una deformación vertical, distribuida como se muestra en la **Figura 53**:



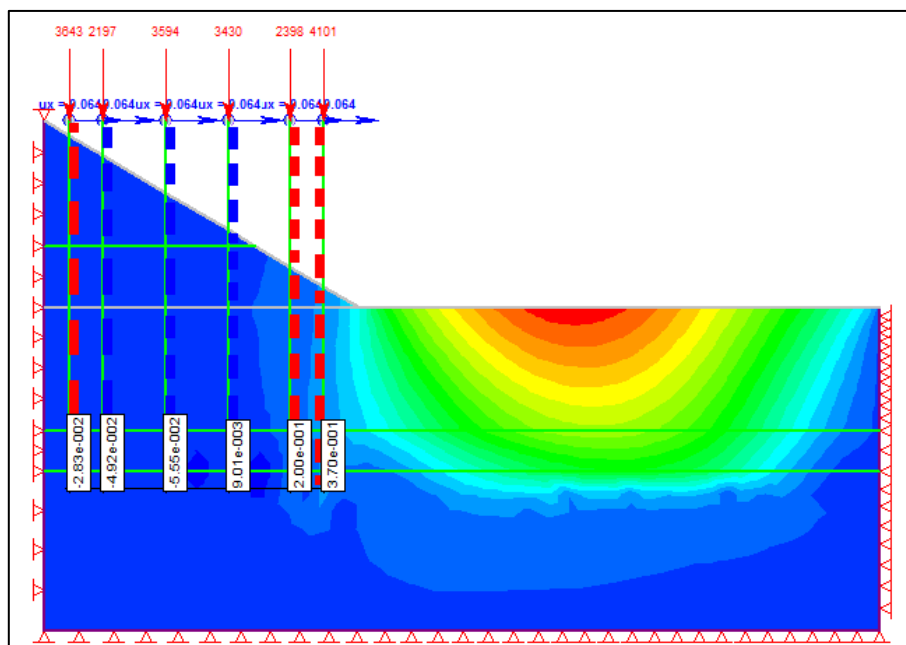
**Cuadro 24.** Desplazamiento vertical en la punta del pilote, según fila

Fila de Pilotes	Deformación Vertical – Carga Axial (mm)	Deformación Vertical – Carga Axial + Desplazamiento (mm)
A	58.4	37.0
B	18.0	20.0
C	2.4	0.9
D	7.4	5.5
E	5.3	4.9
F	2.9	2.8

La **Figura 54** muestra la salida del software, se muestran las deformaciones verticales en la punta del pilote por la acción de la carga axial:

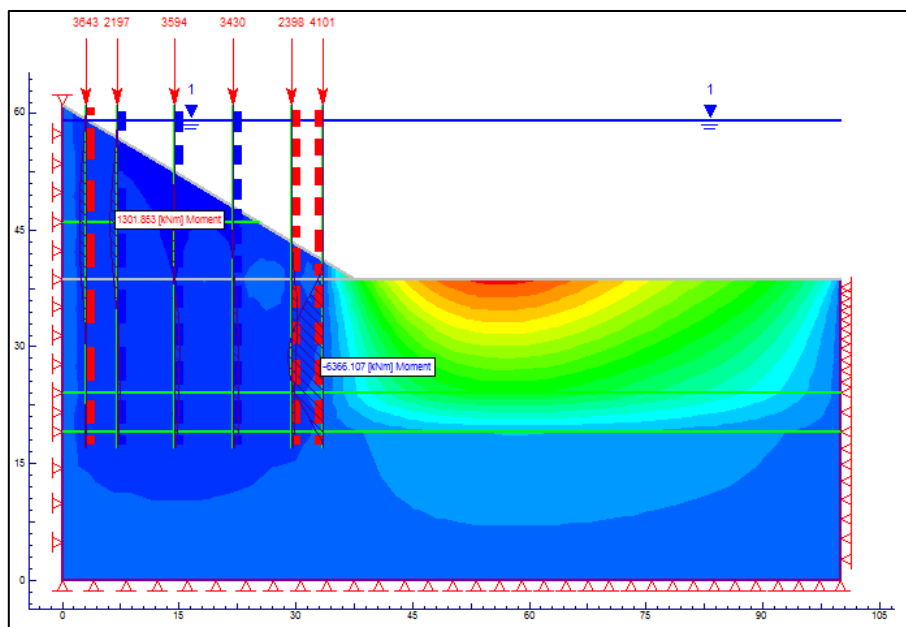
**Figura 53.** Deformación vertical en la punta de los pilotes – Carga Axial

La **Figura 54** muestra la salida del software, mostrando las deformaciones verticales en la punta del pilote por la acción de la carga axial y del desplazamiento horizontal en la cúspide:

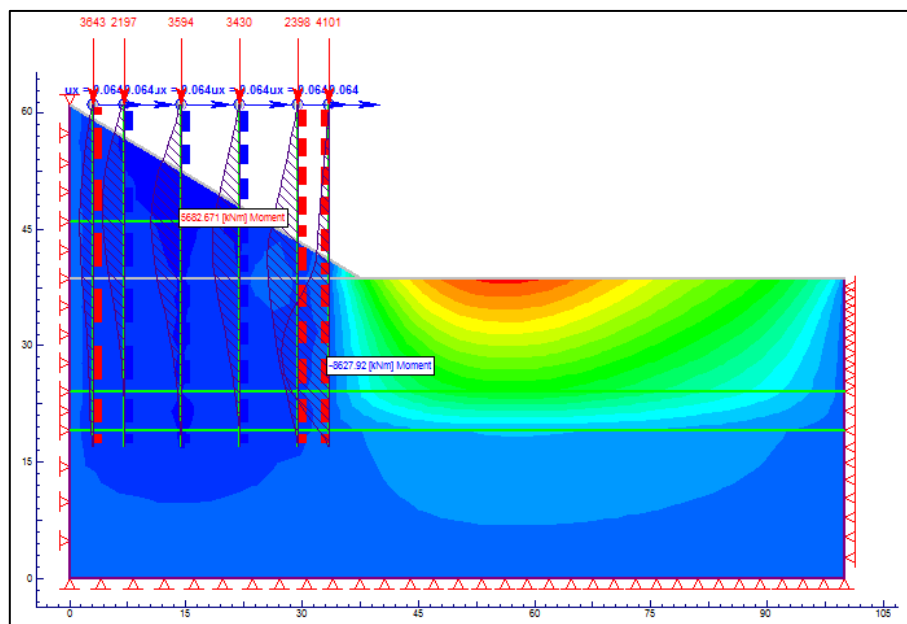


**Figura 54.** Deformación vertical en la punta de los pilotes – Carga Axial + Desplazamiento

Las siguientes figuras, muestran los resultados obtenidos por modelación numérica para el momento flector en los pilotes, se aprecia un aumento (predecible) de momento debido al desplazamiento lateral sísmico insertado en la cúspide de los pilotes:

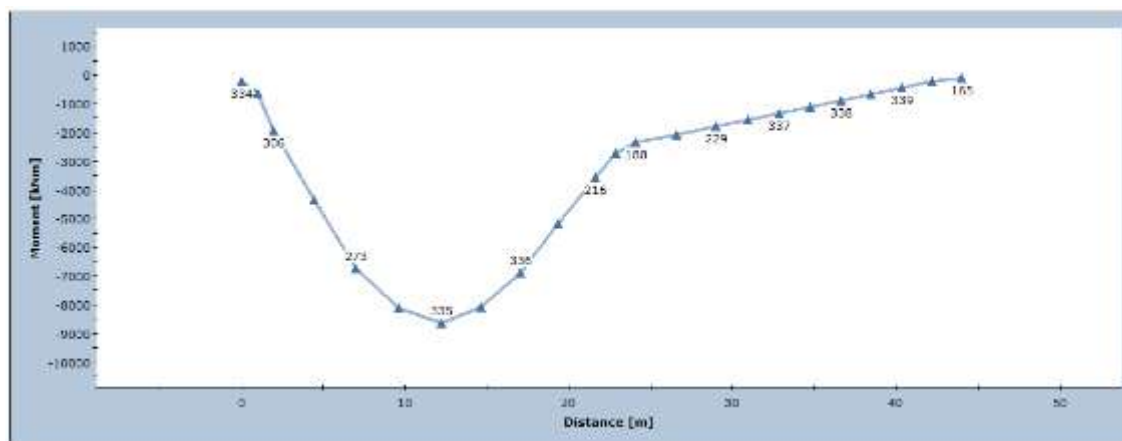


**Figura 55.** Momento flector en los pilotes – Carga Axial

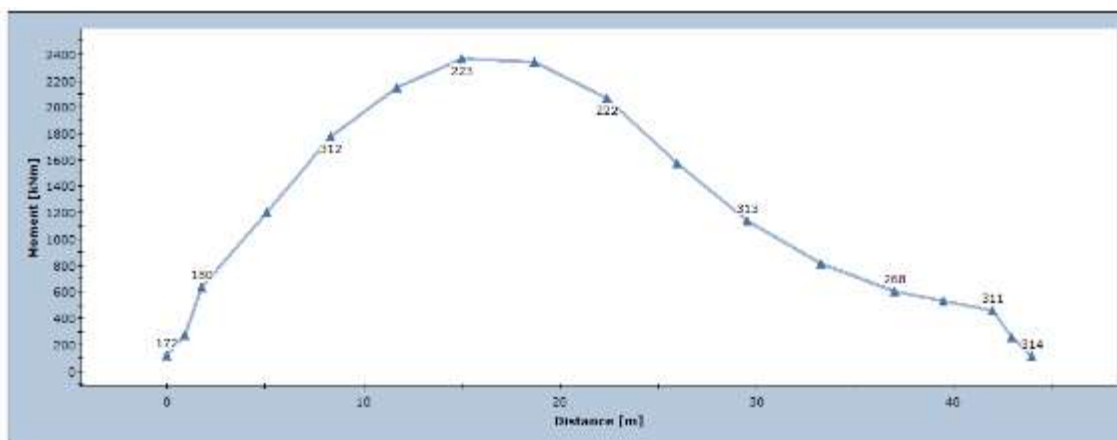


**Figura 56.** Momento flector en los pilotes – Carga Axial + Desplazamiento

De manera más detallada, se muestra en las siguientes figuras la variación de la magnitud de momento flector con la profundidad, para el pilote A y para el pilote F. Se evidencia la mayor sollicitación por flexión del pilote A, debido a su mayor longitud libre.

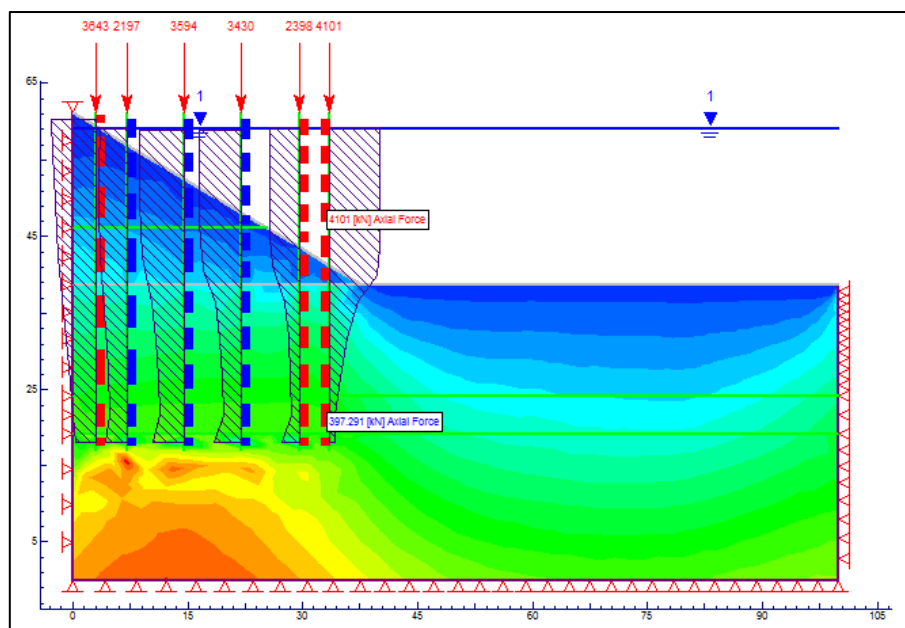


**Figura 57.** Momento flector en pilote A



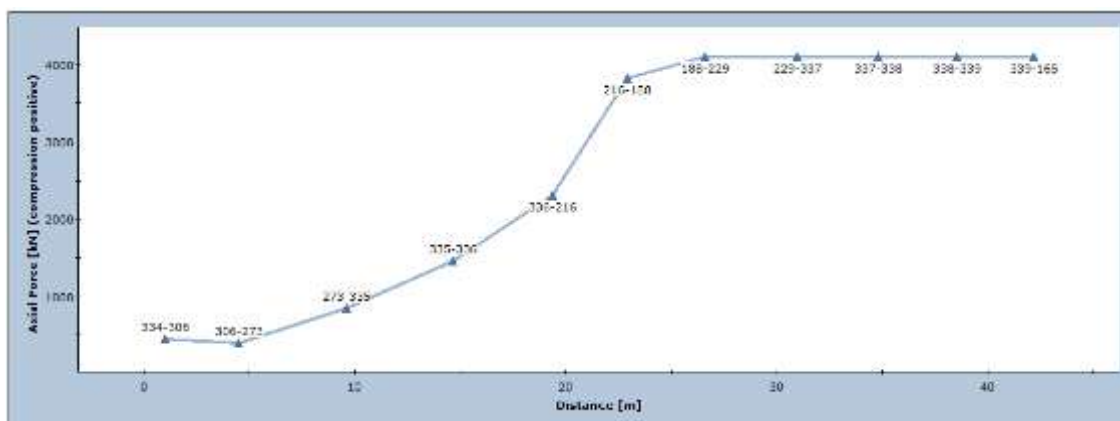
**Figura 58.** Momento flector en pilote F

Para el caso de carga axial, la siguiente figura muestra la distribución de carga axial en cada uno de los pilotes obtenido de la modelación numérica. Se aprecia como para el caso del pilote A, la carga axial en la sección libre se mantiene constante y equivalente a la carga axial de trabajo (4101 kN).

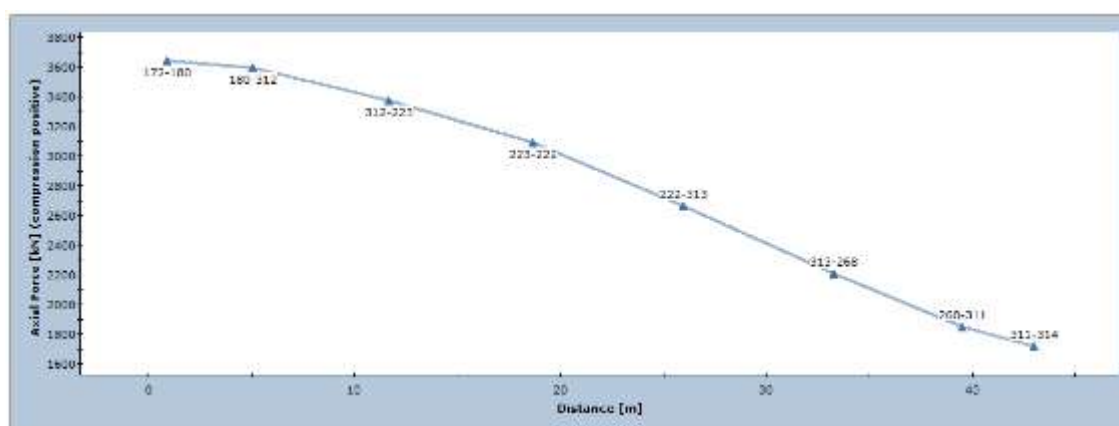


**Figura 59.** Distribución de carga axial en los pilotes

Las siguientes figuras muestran el diagrama de carga axial para el pilote de la fila A y fila F:



**Figura 60.** Distribución de carga axial en pilote A



**Figura 61.** Distribución de carga axial en pilote F

#### **II.4.6. Resumen de resultados**

El **Cuadro 25** recoge los resultados obtenidos del diseño planteado para el muelle de la Terminal de Contenedores de Moín. Se presenta la cota de diseño seleccionada, diámetro del pilote, espesor del pilote y evaluación de la deformación de la cimentación:

**Cuadro 25.** Cota de diseño y diámetro de pilote estimados

Fila de Pilotes	Cota Punta Pilote (m)	Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Deformación
				Vertical Máxima (mm)
A	- 43.0	760	25	11
B	- 43.0	760	25	11
C	- 43.0	610	25	40
D	- 43.0	610	25	56
E	- 43.0	610	25	45
F	- 43.0	760	25	41

## II.5. Análisis de resultados

Con base en los resultados obtenidos, mostrados en la II.4, se realiza el análisis de los parámetros de diseño obtenidos.

Los análisis efectuados se realizaron considerando pilotes tubulares, la razón principal de dicha escogencia radica en que para obras portuarias facilitan el mantenimiento versus secciones geométricas cuadradas o tipo H. Así mismo, se comportan de mejor manera ante cargas dinámicas por oleaje.

Se emplearon en el análisis, pilotes con diámetros entre 610 mm y 760 mm de acuerdo a las dimensiones comerciales típicamente ofertadas para este tipo de obras.

Respecto al análisis de carga estática, se determinó mediante un análisis con la metodología Beta, que la capacidad ante carga axial se ve drásticamente reducida al no emplearse tapón en la punta del pilote. Lo anterior inclusive al contemplarse el aporte por fricción interna en el pilote tubular. Se determinó la necesidad de generar un tapón en la punta del pilote mediante una placa soldada internamente que garantice la formación del tapón.

Las gráficas de capacidad axial generadas para las condiciones geotécnicas determinadas para el proyecto evidenciaron que la carga de diseño no es posible alcanzarla únicamente por fricción. Se determinó que, para pilotes sin tapón, la cota de la punta del pilote debe superar los 50 m de profundidad para obtenerse la capacidad axial requerida.

Caso contrario, para el caso con tapón, se determinó que la punta del pilote para cualquier fila debe alcanzar al menos el contacto con la capa de suelo denominada Mudstone, estimado en la cota -41 m. La razón principal es que las altas características mecánicas de este material, aumenta enormemente la capacidad axial del pilote al modelarlo con tapón. Por lo que se garantiza con un factor de seguridad de 2, que se alcanza la carga axial de demanda estimada en el análisis estructural. Dicho lo anterior, la cimentación diseñada, se comporta esencialmente por punta, con una relación de 85 % punta, 15% fricción, aproximadamente.

El análisis se efectuó inicialmente para las filas A y F que son las más solicitadas al incluirse la carga sísmica. Este análisis determina los umbrales máximos para los diámetros de pilotes.

Se recomendó adicionalmente considerar un empotramiento de al menos 2 diámetros dentro de la capa de Mudstone, que equivale a una cota de - 43 m. El efecto de grupo fue desestimado del análisis, dado que la separación mínima centro a centro de los pilotes es de 4000 mm, que supera la recomendación de 2.5 veces el diámetro del pilote.

Para dicha cota y para cada fila de pilotes, se determinó la deformación vertical, así como el asentamiento diferencial entre filas de pilotes. De acuerdo con los resultados obtenidos, la cimentación cumple con las especificaciones del CCCR en términos de deformación vertical y asentamiento diferencias.

Como complemento al análisis estático y de deformación realizado mediante cálculos teóricos típicos, se ejecutó la modelación numérica del problema utilizando la técnica de elemento finito.

Se empleó un modelo bidimensional, con deformación plana y elementos finitos triangulares de 6 nodos. Se modeló el proceso constructivo planteado por la empresa APM Terminals. Cabe señalar que modelos numéricos usando elementos finitos, deben ser alimentados con parámetros geo mecánicos de alta calidad. Si se alimenta un modelo numérico con parámetros elásticos producto de correlaciones con amplia variabilidad, no se obtendrá un comportamiento ajustado a la realidad. Contrariamente, el modelo pierde validez. Idealmente deben emplearse parámetros obtenidos de investigación geotécnica in situ, tal como CPTu o ensayos presiométricos, por ejemplo.

A partir del trabajo de modelación se encontraron algunas dificultades para contemplar elementos tipo pilotes en la condición de un muelle. Lo anterior radica en que los pilotes para muelles sobresalen del nivel de terreno submarino, por lo que algunos softwares

presentan errores al considerar dichos elementos dentro de la maya de elementos finitos. En esos casos pueden emplearse una modelación de los pilotes mediante columnas de suelo con propiedades de mecánicas elásticas del material que componen los pilotes.

Otro inconveniente encontrado en algunos softwares es la modelación del nivel freático, dado que en el caso de obras de muelle, se debe modelar el nivel mar por encima del nivel terreno, lo que involucra en algunos casos la generación de una malla en un espacio vacío.

Tomando en cuenta lo anterior, se empleó el programa RS3 de Rocscience que permite una modelación por fases y la incorporación de elementos tipo barra que simulan los pilotes de acero tubulares. Se definieron 5 etapas constructivas en los modelos, que va desde la condición inicial hasta la carga axial de los pilotes. Este modelo permitió determinar el comportamiento de los pilotes a carga lateral, obteniéndose diagramas de momento, los cuales se evidenciaron como típicos de pilotes cargados lateralmente. Los valores de momento máximo y cortante máximo deben ser empleados para el diseño estructural del pilote, lo cual está fuera del alcance de este estudio.

El resultado de mayor relevancia de esta modelación numérica fue la estimación de la deformación vertical de cada pilote. Al comparar estos resultados con los calculados mediante métodos analíticos, se observó que son relativamente menores. No obstante, cumplen con los parámetros máximos establecidos en el CCCR. Se aprecia que los métodos analíticos son más conservadores que el método numérico por elemento finito.

En conclusión, producto del análisis técnico realizado la cimentación profunda propuesta se resume en pilotes de 760 mmx25 mm para las filas A, B y F. Pilotes de 610mm x 25 mm para las filas B, C, D y E. Todos los elementos deben ser hincados hasta alcanzar la cota - 43 m.

Se debe tener claro que un análisis del tipo estático o inclusive mediante modelación numérica, es una primera aproximación que debe realizarse con el fin de poder obtener planos constructivos y una eventual estimación de costos. No obstante, durante la ejecución de cimentaciones profunda hincadas (o pre excavadas) debe realizarse un programa de pruebas a escala real, con ensayos estáticos y dinámicos de alta deformación. Lo anterior permite determinar en sitio el verdadero comportamiento de la cimentación diseñada, realizar ajustes si se requieren o inclusive determinar si es demasiado conservador el diseño.



## II.6. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se dividen en 3 secciones:

1. 100 Pilotes de Acero: se refiere a la especificación de los elementos tipo pilote como tal. Materiales, soldadura corte etc.
2. 200 Pruebas Dinámicas: es de suma importancia en cualquier tipo de obra donde la cimentación sea del tipo profunda, la ejecución de ensayos de corroboración/ajuste del tipo dinámico.
3. 300 Pruebas Estáticas: es de suma importancia en cualquier tipo de obra donde la cimentación sea del tipo profunda, la ejecución de ensayos de corroboración/ajuste del tipo estático.

A continuación, se detallan cada una de dichas secciones:

### II.6.1. Sección 100 pilotes de acero

Parte 1 general

#### 1.01 Definiciones

- Barrido: Desviación de la línea recta medida a lo largo de dos caras perpendiculares del pilote sin ser sometido a fuerzas de flexión.
- Criterios para el Hincado de Pilotes: Criterios para hincado de pilotes establecido por el Ingeniero con base en los resultados del programa de pruebas de pilotes de pre-producción monitoreo dinámico en pilotes de producción con analizador de hincado de pilote (PDA, por sus siglas en inglés), y evaluaciones de Wave Equation Analysis of Pile Driving (WEAP, por sus siglas en inglés).
- Elevaciones: Referenciado al Nivel Medio de Bajamares (MLW, por sus siglas en inglés).
- Energía Nominal del Martinete:
- Energía Transferida del Martinete: La energía transferida a la cabeza del pilote por el impacto del tren de hincado, según lo determinado mediante las mediciones usando el PDA.
- Extensión del Pilote: Tramo del pilote a ser soldado a tramos ya hincados, en casos en que el empalme en sitio es necesario debido a que el pilote sería demasiado largo para ser hincado en una sola pieza.
- Guía de Hincado: Un tramo de una extensión del pilote para facilitar el hincado de la extensión y mantener la alineación durante la soldadura de la extensión.

- Guías de Oscilación: Guías de hinca de pilotes que no están sujetas a la parte superior y no tienen una guía hidráulica para posicionar las guías.
- Guías Fijas: Guías que son fijadas en la parte superior del brazo de la grúa y están equipadas con un direccionador hidráulico en la parte inferior; capaz de direccionar el pilote y mantener la posición correcta durante la hinca. El grado de rigidez y fuerza aceptable estarán sujetos a revisión del Ingeniero.
- Martinetes de Aire: Energía nominal de la literatura del fabricante.
- Martinetes de Diesel: El producto de la carrera nominal por el peso del pistón.
- Martinetes Hidráulicos: Energía nominal de la literatura del fabricante.
- Monitoreo Dinámico: Monitoreo llevado a cabo con un “Case-Goble Pile Driving Analyzer” (PDA, por sus siglas en inglés). Se sujetan manómetros al pilote aproximadamente a 90 centímetros por debajo de la cabeza del pilote y conectado con cable o conexión inalámbrica a la estación de monitoreo en tierra y alejada del pilote. Los manómetros consisten en dos acelerómetros y dos transductores de tensión.
- Obstrucción: Condiciones prácticas de rechazo de hincado encontradas antes de alcanzar la elevación mínima de la punta del pilote y/o desviación fuera del rango de tolerancia como resultado de un obstáculo enterrado inesperado.
- Penetración: Establecer la penetración del pilote en centímetros por golpe.
- Pilote de Prueba de Pre Producción: Hincado de pilote antes de los pilotes de producción con el objetivo de probar la resistencia dinámica y estática. Los pilotes de prueba son también pilotes guía.
- Pilote Guía: Son los pilotes de prueba con mediciones dinámicas hincados con anterioridad a los pilotes de producción, para evaluar la longitud del pedido, resistencia del pilote, y el(los) martinete(s). Los pilotes de prueba de pre producción también son también pilotes guía.
- Presión de Impacto: Es la presión transferida a la cabeza del pilote por el impacto del tren de hincado, determinado por las mediciones usando el “Pile Driving Analyzer” PDA.
- Programa de Prueba de Pilote: Se completará el programa de prueba de pilote después de la finalización de la construcción de las obras de recuperación de terrenos al mar pero antes de la instalación del pilote de producción. Las pruebas de pilotes de pre-producción deberán consistir en la instalación de un mínimo de 4 pilotes. Las pruebas de pilotes deben estar equipadas con monitoreo dinámico, y

pruebas de carga. Cuatro pilotes adicionales se les practicarán pruebas de carga estática. Con monitoreo dinámico durante la producción y las pruebas dinámicas se realizarán en 16 pilotes de producción en las ubicaciones determinadas por el Ingeniero.

- Rechazo a la Penetración: Resistencia a la penetración de por lo menos 50 golpes por cada 0,25 m por un metro continuo y continuar hincando el pilote no sería práctico. Estos criterios corresponden al hincado en estratos de soporte y serán verificados y revisados de conformidad, con base en los resultados del programa de prueba de pilotes y aplican sólo para tamaños de martinete y operaciones cuyo uso ha sido aprobado por el Ingeniero.
- Regolpeteo: Posicionar el tren de hincado y los pilotes ya instalados después de un período de espera nominal (según lo especificado) posterior a la instalación inicial, para establecer la capacidad final de los pilotes. Esta definición se aplica a los pilotes rehincados seleccionados por el Ingeniero, para determinar los requerimientos apropiados para los criterios de hincado o para comprobar la integridad de los pilotes. El regolpeteo puede requerir la movilización de grúa y tren de hincado de un pilote a otra ubicación en el extremo opuesto de la(s) estructura(s).
- Resistencia de Penetración Final: Resistencia de penetración (número de golpes) en el cual el hincado puede ser terminado. Esta resistencia debe corresponder al hincado en estratos de soporte, como lo estableció el Ingeniero con base en los resultados del programa de prueba de pilotes.
- Soporte Temporal de Pilote (Plantilla): El soporte temporal del pilote (TPS, por sus siglas en inglés) se utiliza durante las operaciones de hincado. El TPS mantiene la posición horizontal y vertical del pilote a las tolerancias requeridas durante el hincado del pilote.
- Zapata para Hincado: Aditamento de acero soldado a la punta del pilote con el fin de proteger el pilote del daño causado por el hincado en estrato duro. Un extremo del pilote totalmente cerrado con una placa al extremo puede ser utilizado con el propósito de generar la máxima capacidad de soporte cuando el pilote es hincado en el estrato duro.

## 1.02 Generalidades

### a. Planos de taller:

#### 1. Detalles y Cálculos del Diseño de Empalme de Pilotes:

a. AWS D1.1 Sección 2.

b. Empalmes Prefabricados: No se permitirán empalmes prefabricados.

2. Zapata para Hincado o Extremo del Pilote totalmente cerrado con una placa al extremo: Incluye especificaciones de materiales y detalles de soldadura en planos de taller.

3. Guía de Hincado: Detalles de diseño y cálculos.

4. Andamiaje o soportes para el acceso seguro de soldador para empalmar las extensiones.

B. Entregables de Control de Calidad:

1. Certificaciones del instalador de pilotes.

2. Certificaciones del soldador: Fuente y soldadura en sitio, AWS D1.1 Sección 4.

3. Pruebas no Destructivas (NDT, por sus siglas en inglés) para el examen y aceptación de soldaduras de campo para las extensiones de pilotes.

4. Certificación de Aprobación del Fabricante (COC, por sus siglas en inglés): Productos manufacturados.

5. COC de planta de acero, firmado por un Representante de Control de Calidad autorizado:

a. Todos los materiales, mano de obra, pruebas e inspecciones han sido incorporados y/o realizados de acuerdo con los detalles mostrados en los planos y las provisiones especiales.

b. MTR, (por sus siglas en inglés) para cada colada de acero utilizada en la producción de los pilotes suministrados.

c. Informes de pruebas para tensión, química y cualquier otra especificada NDT. Los informes de pruebas deben ser basados en muestras tomadas del metal base, acero, rollo o de los pilotes manufacturados o fabricados.

6. Certificación de Calibración:

a. Calibración de instrumentación requerida para evaluar el desempeño de martinets de diesel, aire o hidráulico.

7. Método(s) propuesto(s) para alinear y mantener el alineamiento del pilote, incluyendo tipo de guía

y/o plantillas que será utilizada con detalles de los métodos y el equipo a ser utilizado para medir el alineamiento.

8. Especificaciones del Fabricante de Productos, y Manuales de Mantenimiento, para el martinete de hincado de pilotes y equipo auxiliar.

9. Datos del equipo para Hincado de Pilotes: Hoja completa de datos del martinete (ver hoja al final de esta especificación); incluir tipo, marca, y rango de energía; el peso de la unidad de golpe del martinete; y el tipo, tamaño, propiedades del cojín del martinete, y geometría y tipos de material para cualquiera de los seguidores (si se usan y si son aprobados por el Ingeniero). Presentarlo 30 días antes de empezar a hincar los pilotes para cada martinete que se use en este trabajo.

10. Registro Diario y Bitácora: Al final de cada día de trabajo, entregar dos copias de cada expediente por cada pilote construido ese día.

11. Cronograma de Instalación de Pilotes: Se deberá proveer un cronograma de instalación de pilotes de prueba de pre producción y pilotes de producción. Incluye equipo, cronograma, pruebas requeridas, y otros elementos que sean importantes para la instalación de pilotes.

#### 1.03 Certificaciones

A. Instalador de Pilotes: 5 años mínimo de experiencia exitosa en diez proyectos de instalación de pilotes.

B. Soldadores de Planta y de Campo: Certificaciones actualizadas para el (los) procedimiento(s) de soldadura propuestos, de acuerdo con AWS D1.1.

C. El personal que realiza el NDT además del aspecto visual debe estar certificado de conformidad con la edición actualizada de la “*American Society for Nondestructive Testing Recommended Practice No.*

*SNT-TC-1A*”. Los individuos que ejecuten NDT deben estar certificados para NDT Nivel II, o NDT Nivel I trabajando bajo el Nivel II de NDT.

#### 1.04 Almacenamiento y manejo

A. No someter los pilotes a daños por impacto de esfuerzo de flexión en el transporte y el almacenaje en sitio.

B. Almacenar y manipular los pilotes de manera que la cubierta anti-corrosión del pilote no se dañe.

#### 1.05 Secuencia y programación

A. Completar la recuperación de terreno antes de iniciar la actividad de hincado de pilotes de prueba o pilotes de producción. La instalación de pilotes es antes de cualquier trabajo de mezcla de suelos y/o instalaciones de columnas de piedra requeridas entre o pilotes adyacentes.

B. Pilotes Guía y Pilotes de Prueba: Iniciar después de que las recuperaciones de terreno estén terminadas. Los pilotes de prueba de pre producción consisten de un mínimo de 4 (cuatro) pilotes en la Fase 2A del Muelle. Todos los pilotes de prueba de pre producción deberán ser hincados con mediciones dinámicas de acuerdo con la Sección 200, Prueba Dinámica de Pilotes. Todos los pilotes deberán ser regolpeados con monitoreo dinámico de acuerdo con la Sección 200. Cuatro de los pilotes de prueba deberán ser probados estáticamente de acuerdo con la Sección 300, Prueba Estática de Pilotes. Las ubicaciones de pilotes de prueba son mostradas en los planos en planta. Los pilotes indicadores utilizados para mediciones dinámicas solo pueden ser también utilizados como pilotes de producción. Configuraciones de pilotes con extremo totalmente cerrado o con extremo abierto para pilotes de producción serán determinadas durante el programa de prueba de pilotes.

C. Hincado de Pilotes de Producción: Programar según lo especificado aquí. Un mínimo de cuatro (4) pilotes de producción deben ser hincados con mediciones dinámicas de conformidad con la Sección 200, Prueba Dinámica de Pilotes. Estos pilotes deben también ser reconfirmados con monitoreo dinámico de conformidad con la Sección 200.

D. El Ingeniero debe ser notificado con anticipación de todas las actividades de instalación de pilotes.

## Parte 2 Productos

### 2.1 Pilotes

A. Pilotes de Tubo, Incluyendo Pilotes Guía y de Prueba: Tamaño mínimo y espesor de pared conforme al mostrado en los planos. Los pilotes deben ser fabricados según API 5L Grado X52, AWWA C 200 Grado 50, o ASTM A252, Grado 3.

### 2.2 EMPALMES DE PILOTES

A. Cumplir los requerimientos de AWS D1.1, excepto por lo indicado arriba y proporcionar comportamiento de esfuerzos en flexión, tensión, compresión, y torsión igual a los tramos de pilotes no empalmados.

B. Los empalmes en sitio deben ser de surco sencillo CJP. El precalentamiento mínimo y la temperatura entre pasadas debe ser de 66°C.

C. No enfriar con agua las soldaduras en campo, sino permitir que las soldaduras se enfríen solas a temperatura ambiente.

D. Remover los extremos de los pilotes que hayan sido dañados durante el hincado por un tramo sano y uniforme. Los extremos de la tubería deben cumplir con el diámetro de tolerancia, alineamiento de bordes y circunferencia.

E. Los extremos de la tubería deben ser cortados en sitio usando un equipo automatizado de corte. No usar soplete manual para corte.

F. Prefabricados: No están permitidos.

### 2.3 Protección de la punta del pilote

A. La necesidad de zapata de protección de puntas será determinada durante el programa de prueba.

B. Si es requerida, una zapata abierta para el hincado sería utilizada con pilotes abiertos.

C. Un pilote con placa en el extremo sería utilizado con pilotes cerrados.

### 2.4 Protección contra la corrosión

#### 2.4.1 La sección incluye

A. Epóxico de alquitrán.

#### 2.4.2 Referencias

A. Las publicaciones enlistadas a continuación forman parte de esta especificación en la medida que son referenciadas. Las publicaciones son referidas en el texto sólo por su designación básica.

##### 1. ASTM International (ASTM):

a. D1186, 1993 Nondestructive Measurement of Dry Film Thickness of Nonmagnetic Coatings Applied to a Ferrous Base.

b. E376, 1989 Measuring Coating Thickness by Magnetic-Field or Eddy-Current (Electromagnetic) Test Methods.

##### 2. The Society for Protective Coatings (SSPC):

a. SP 1, 1982 Solvent Cleaning.

b. SP 10, 1991 Near-White Blast Cleaning.

c. Paint 16, 1991 Coal Tar Epoxy Paint.

#### 2.4.3 ENTREGABLES

A. Información del Catálogo del Fabricante: Presentar copias impresas de la información del fabricante de recubrimientos epóxicos de alquitrán.

### Parte 3 Ejecución

### 3.01 Programa de pruebas de pilote de preproducción

A. Se deberá implementar un programa de prueba de un mínimo de 4 pilotes de pre producción antes de la producción de pilotes de hincado. Pilotes de pruebas deberán ser hincados en los lugares de producción de los pilotes, como se muestra en los planos de planta. Pruebas de pilotes adicionales pueden ser requeridas según lo determine el Ingeniero.

B. Si el Contratista desea desviarse de las ubicaciones del plan debido a restricciones de acceso o limitaciones del equipo, presentar por escrito con un mínimo de 2 semanas antes de comenzar el programa de pruebas de pilote. Todos los lugares de prueba estarán sujetos a revisión y aprobación por el Ingeniero.

C. Secuencia de Prueba de Pilote: Deberá ser la siguiente:

1. Perforar cerca de las ubicaciones de prueba de pilotes para establecer la profundidad de los estratos de soporte.
2. Hincar pilotes de prueba a las elevaciones mínimas de la punta que corresponden a los estratos de soporte.
3. Proporcionar monitoreo dinámico del segmento final del pilote conforme a lo especificado en la Sección 200. Si el pilote se hincan en la longitud completa, sin empalmes, proporcionar monitoreo dinámico para la longitud completa del pilote.
4. Regolpear los pilotes con monitoreo dinámico después de un período mínimo posterior al hincado de 14 días.
5. Regolpear los pilotes de prueba de carga estática escogidos después de un período mínimo de 14 días posterior al hincado. El regolpeteo de los pilotes escogidos de la prueba estática no deberá ser mayor a 5 golpes de martinete.
6. Si se utiliza un martinete diesel, todos los golpes deberán ser con un martinete de hincado de pilote totalmente caliente. El calentamiento del martinete deberá consistir de un mínimo de 20 golpes de martinete sobre un pilote que ha sido previamente regolpeado, o un pilote de sacrificio situado a no menos de 20 metros de la pila de prueba.
7. Las pruebas estáticas de pilote se llevarán a cabo de acuerdo a la Sección 300B, Prueba Estática. La prueba estática se realizará no antes de 7 días posterior al regolpeteo en el pilote.

D. Pilotes de Producción:



1. Los análisis del Ingeniero de pilotes de prueba de pre producción deberán ser la base para el hincado de pilotes de producción.
2. Permitir 2 semanas posteriores a que se completen todas las pruebas de pilote, para recibir criterios detallados del hincado de pilote.

### 3.02 Equipó de hinca de pilotes

#### A. Martinete y Sistema de Hincado de Pilotes:

1. Martinetes de aire, hidráulicos o diesel de extremo abierto (OED, por sus siglas en inglés) de operación continua con regulación total para el combustible y/o configuración de la válvula, y sin sobreesfuerzo o producir daño de alguna forma al pilote durante la instalación.
2. Tamaño y tipo para mantener constantemente una energía dinámica eficaz, suficiente para hincar los pilotes a la capacidad máxima del pilote y la elevación mínima de la punta.
3. Capacidad del Compresor/Caldera: Proveer con por lo menos 10 por ciento más que el requerimiento mínimo del fabricante.

4. Martinete de Aire Calibrado con Manómetro de Presión: Proveer y colocar al lado de las válvulas del martinete, no más de 30 metros (100 pies) de manguera de la entrada del martinete y localizada para observación fácil.

#### 5. Energía Mínima Nominal para el Martinete:

- a. Martinetes de Aire: Según sea requerido.
- b. Martinetes Hidráulicos: Según sea requerido.
- c. Martinetes Diese: Según sea requerido.

#### B. Amortiguador/Bloque del Martinete: Fabricado con material estable y predecible.

##### 1. Fabricante y Tipo:

- a. Metex Corp; Aluminio-Micarta, Fuerza 10.
- b. Penn State Metal Fabricators; Aluminio y Conbest.

C. Casco: Colocar sobre el pilote y mantener uniforme y concéntricamente con juego mínimo sobre el pilote.

D. Cabezal del Pilote: Libre para girar.

#### E. Guías de Hincado de Pilotes:

1. El grado de rigidez y de fuerza aceptable estará sujeto a la revisión del Ingeniero.
2. Guías Fijas: Suministrar con observador hidráulico.

### 3. Guías de Oscilación:

- a. Plantilla de Hincado: Capaz de mantener el alineamiento y la posición de las guías y del pilote durante el hincado con las tolerancias especificadas aquí.
- b. Con suficiente longitud de manera que no se necesite bajar las guías durante el hincado de pilotes.
4. Con suficiente longitud para que el uso del seguidor no sea necesario.
5. Recto y paralelo, sin desviarse de la línea recta más de 12 mm en 4,5 m de longitud (1/2 pulgada en 15 pies de longitud).
6. Fácilmente ajustable para permitir el hincado axial sin interrupción, si los pilotes se desvían del alineamiento requerido.

#### 3.03 Colocación

A. Notificar al Ingeniero con 7 días de anticipación.

B. Soldadura: Cumplir con los requerimientos de AWS D1.1. y la Sección 2.02.

C. Colocar pilotes con extremo totalmente cerrado y con extremo abierto. Colocar pilotes con extremo totalmente cerrado con una placa de acuerdo con las especificaciones.

#### D. Empalme

1. No empalmar sin que el Ingeniero esté presente.

2. Número: Máximo de dos empalmes por pilote.

3. Espaciado: Mínimo 4,5 metros (15 pies) de separación a menos que lo apruebe el Ingeniero.

4. Preparación: Preparar los extremos de los tramos de ambos pilotes a empalmar como se muestra en los planos.

a. Tolerancia: Los extremos del pilote no deberían estar descuadrados a más de 1,5mm.

5. Pilote Empalmado: Recto, la desviación en la alineación del pilote debe ser menor de 25 mm en 15 metros.

E. Marca de Pilote: A intervalos de 30 cm para propósitos de documentar la resistencia al hincado y la profundidad de penetración del pilote. Marcar a intervalos de 2,5 cm para segmentos de 30 cm si lo solicita el Ingeniero.

#### F. Hincado del Pilote:

1. Mantener el martinete concéntrico con el tren de hincado en alineación axial sobre el pilote. No utilizar el martinete para limitar la desviación del pilote durante el hincado

ejerciéndole fuerzas laterales o golpeando en ángulo. La orientación del pilote es esencial. Mantener la orientación durante el hincado.

2. El impacto de hincado puede ser terminado cuando la Resistencia de Penetración Final y la capacidad última requerida han sido alcanzadas, basadas en los criterios de hincado desarrollados como parte de del programa de prueba de pilotes de pre producción.

a. Después de la Fecha Efectiva del Contrato y en el plazo de 30 días de recibir la Hoja de Datos de Entrega del Martinete de Pilotes del Contratista, el Ingeniero emitirá el criterio Preliminar de Resistencia de Finalización de la Penetración. El criterio de Resistencia de Finalización de la Penetración emitido será considerado preliminar y revisado por el Ingeniero después de la finalización de la prueba de pilote.

b. El Ingeniero relacionará la capacidad última de resistencia a la penetración (conteo de golpes) y la elevación de punta basado en el programa de prueba de pilote de pre producción y el monitoreo dinámico continuo realizado durante la instalación del pilote de producción.

3. Medios o dispositivos convenientes para indicar la penetración de pilotes, el cual es visible al Ingeniero a una distancia segura y razonable del hincado de pilotes.

4. Hincar los pilotes continuamente y sin interrupción voluntaria, hasta la resistencia de finalización de penetración o la resistencia de rechazo de hincado.

5. La resistencia específica de hincado no se aplicarán hasta que el resultado determinado de la interrupción del hincado o cambios en el amortiguador del martinete, hayan sido superados según lo determine el Ingeniero.

6. Rehincar los pilotes que se han elevado durante el proceso de hincado.

7. Halar pilotes para alinearlos o posicionarlos no será permitido.

### 3.04 Corte de pilote

A. Cortar a escuadra a la elevación requerida con herramientas que no dañen el área bajo la superficie de corte.

### 3.05 Control de calidad en campo

A. Monitoreo Dinámico: Programar, coordinar y llevar a cabo de conformidad con la Sección 200, Prueba Dinámica de Pilotes.

B. Prueba de Carga de Pilote: Programar, coordinar y llevar a cabo de conformidad con la Sección 300, Prueba Estática de Pilotes.

C. Registro Diario y Bitácora: Documento para cada revisión de pilote como mínimo:

1. Identificación del pilote/ ubicación.
2. Condiciones climáticas y de nivel freático.
3. Fecha y hora de inicio y finalización del hincado.
4. Profundidades respectivas de penetración.
5. Elevaciones de la punta y corte del pilote.
6. Resistencia de hincado por cada 30 cm de hincado de la longitud total del pilote. Incluir el conteo de golpes, el promedio del golpe y la relación del golpe para cada intervalo de 30 cm. Se requiere el uso de un Saxímetro para medir el promedio de la altura del golpe y la relación de los conteos del golpe para los martinetes de golpe variable.
7. Equipo usado.
8. Método de instalación.
9. Posición final de la cabeza del pilote (coordenadas x, y, z) después del corte indicando si el pilote está instalado dentro de las tolerancias especificadas.
10. Naturaleza y ubicación de las obstrucciones encontradas.
11. Otras observaciones pertinentes del hincado del pilote.

**D. Pilotes Dañados, Obstruidos y Rechazados:**

1. Donde los pilotes no están instalados como se muestran en los Planos, están dañados o excedan la tolerancia especificada, el Ingeniero rechazará el pilote. El trabajo correctivo requerido, incluyendo excavación, relleno, hincado de pilotes adicionales y concretos o acero adicional requerido, no deberá significar costo adicional para el Propietario.
2. El pilote rechazado debe ser removido sin ningún costo para el Propietario.
3. El Contratista debe ser responsable por el reembolso al Propietario de todos los costos de ingeniería requeridos para evaluar los pilotes y para rediseñar los cabezales, contratraves y otros elementos de los cimientos, que puedan ser requeridos como resultado de instalación inapropiada o pilotes dañados.

***II.6.2. Sección 200 pruebas dinámicas***

**Parte 1 General**

**1.1 Referencias**

A. La siguiente es una lista de normas a las que se podría hacer referencia en esta sección:

1. ASTM International (ASTM): D4945, Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles.

## 2. American Welding Society (AWS): D1.1, Structural Welding Code-Steel.

### 1.2 Definiciones

A. Prueba Dinámica de Alto Esfuerzo (HSDT, por sus siglas en inglés): Prueba realizada con el Analizador de Hincado del Pilote “Case Globe” (“Case-Globe Pile Driving Analyzer” [PDA, por sus siglas en inglés]) para determinar la penetración, capacidad de punta y fricción de los pilotes especificados, integridad del pilote y desempeño del martinete. Se colocan calibradores en el pilote aproximadamente 1 metro por debajo del cabezal del mismo y se conectan con cables o de manera inalámbrica a una estación de monitoreo en tierra, alejada del pilote. Los calibradores consisten en dos acelerómetros, dos transductores de esfuerzos y una caja de integración.

B. Impacto: Esfuerzo pico por impacto en el cabezal del pilote por esfuerzo de hinca determinado en base a las medidas usando el analizador de hincado del pilote.

C. Pilotes de Producción: Pilotes incorporados al Trabajo, empleando una selección uniforme de materiales y mano de obra, los cuales se determinan aceptables según el Ingeniero basado en la observación y los resultados de la prueba del pilote.

D. Pilotes de Prueba Dinámica: Pilotes construidos con los mismos materiales y mano de obra similares, e instalados con el mismo equipo como se especifica para pilotes de producción en los sitios de producción.

### 1.3 Entregables

A. Fichas Técnicas Informativas:

1. Calificaciones: Laboratorio de pruebas e instalación de instrumentación de pruebas.

1. Descripción del equipo de prueba y programa.

2. Procedimientos de prueba.

3. Documentos de registro de prueba.

### 1.4 Certificaciones

A. Laboratorio de Pruebas: Independiente, certificado, y con al menos 5 años de experiencia en pruebas similares incluyendo instrumentación instalada, realización de prueba, monitoreo de prueba y análisis de datos.

B. Instalador de Instrumentos de Pruebas: Con al menos 5 años de experiencia en instalación de instrumentación para la prueba de pilotes y con la calificación al día (de acuerdo con AWS D1.1) para realizar procedimiento(s) de soldadura necesarios para instalar la instrumentación.

### 1.05 Reunión de pre-instalación para instrumentación

A. Diálogo para incluir detalles y programación para la instalación del equipo de prueba, la prueba y el monitoreo de la misma.

B. Participación del Contratista, personal del laboratorio de pruebas, personal de instalación de pilotes e Ingeniero antes de iniciar los trabajos especificados en esta sección.

### 1.06 Suministro, almacenamiento y manejo

A. Como se especifica para pilotes de producción.

## Parte 2 Productos

### 2.01 longitud de pilotes de prueba

A. Según se muestra en los planos.

## Parte 3 Ejecución

### 3.01 Procedimientos de prueba

A. Mínimo (i) descripciones de prueba, (ii) formatos y (iii) listas de verificación a emplear para el control y documentación de cada prueba solicitada.

B. Describir la prueba específica a realizar.

C. Proveer espacio(s) después de cada descripción de prueba para que el Contratista, el Ingeniero y el laboratorio certifiquen que la prueba se ha completado con éxito de acuerdo a los estándares de referencia.

D. Se requiere la aceptación del Ingeniero antes de comenzar la prueba respectiva.

### 3.02 Registro de datos

A. El registro de prueba para cada pilote hincado y probado, incluye como mínimo:

#### 1. Reporte de Prueba Dinámica de Alto Esfuerzo:

De acuerdo con el estándar de referencia para la prueba realizada.

2. Registro del hincado y de chorro de agua.

3. Longitud de pilote.

4. Numero de golpes del martinete-por-30 cm de penetración.

5. Resistencia en número de golpes cada 2,5 cm en los últimos 30 cm de hincado.

6. Golpe de martinete, y rango de operación durante el hincado.

7. Anomalía(s) durante el hincado.

### 3.03 Documentos de registro de prueba

- A. Disponibilidad en el sitio para el Ingeniero.
- B. Procedimientos de Prueba: Procedimientos de prueba aceptados por el Ingeniero.
- C. Lista de pilotes a ser probados.
- D. Versiones actualizadas de la documentación requerida para prueba.
- E. Certificaciones de calibración.
- F. Datos de registro de prueba.

### 3.04 Prueba dinámica de alto esfuerzo

#### A. Equipo de Prueba:

1. Contratista: Proveer equipo de monitoreo dinámico, incluyendo analizador de pilote dirigido (PDA), y todo el equipo auxiliar para realizar la prueba dinámica de alto esfuerzo de acuerdo a ASTM D4945.

B. Equipo para Hincado de Pilote: Usar el mismo martinete (s), sistema de hincado y equipo complementario para hincar pilotes de prueba dinámica y pilotes de producción. Mantener y operar el equipo de hincado de acuerdo con las indicaciones del fabricante.

C. Pilotes de Prueba: Un mínimo de 4 pilotes serán probados en pruebas de pre producción de pilote.

Otros 4 pilotes de producción serán probados durante la instalación de pilotes de producción. Si alguno de los pilotes probados indica que no cumple con los criterios especificados, o por cualquier otra razón, pruebas adicionales serán requeridas por el Ingeniero.

D. Preparación del Pilote de Prueba: Marcar toda la longitud de cada pilote de prueba a intervalos de

30 cm y numerar las marcas consecutivamente empezando al pie del pilote con el propósito de registrar la resistencia a la penetración y la profundidad de penetración del pilote. Las marcas y numeración deben ser claramente visibles para el personal que monitorea. De ser solicitado, realizar marcas adicionales a intervalos de 2,5 cm para la sección(es) de 30 cm seleccionada (s).

#### E. Tiempo Estimado de Actividad:

- 1. Instalación Preliminar de Calibración: 30 minutos.
- 2. Aditamento Final de Calibración: 30 minutos.
- 3. Monitoreo Dinámico por Pilote Hincado: 60 minutos.

4. Remoción de Calibradores: 15 minutos.

F. Prueba: Realizarla de conformidad con ASTM D4945.

G. Instalación de Pilote de Prueba:

1. Cumplir con los requerimientos especificados en la Sección 100 Pilotes de Acero, Pilotes de Acero para pilotes de producción.

2. Mantener la orientación del pilote durante el hincado de acuerdo a la Sección 100 Pilotes de Acero.

a. Mantener el martinete concéntrico con la línea de hincado en alineación axial sobre el pilote.

b. No usar el martinete para limitar la desviación del pilote durante el hincado, aplicando fuerzas laterales o golpeando en ángulo.

c. Pilotes Circulares: Si ocurre daño en la culata del pilote por el cual el martinete pudiera no golpear uniforme y axialmente, corte la culata de acuerdo a la Sección 100 Pilotes de Acero y verifique su ajuste correcto.

3. Terminar el hincado por impacto cuando el ingeniero lo requiera:

a. Se espera hincar los pilotes de prueba a las elevaciones mostradas en los planos.

b. El Ingeniero establecerá la resistencia tentativa de penetración final del pilote en base a los requerimientos de capacidad y penetración mínima del pilote, empleando el análisis de ecuación de ondas y las características del martinete. Este criterio de terminación se debe considerar como preliminar. La resistencia de terminación final se determina con base en el programa de prueba de pre-producción de pilote como se especifica en la Sección 100 Pilotes de Acero.

4. Proveer los medios o dispositivos estables y adecuados para indicar la penetración de los pilotes de prueba, visibles para el Ingeniero y a una distancia segura del hincado.

5. Si lo solicita el Ingeniero, desacelerar el martinete diesel para operar a un nivel de energía más reducido según sea necesario para proteger los pilotes de prueba.

H. Regolpeteo de Pilotes de Prueba Dinámica:

1. El Contratista realizará monitoreo dinámico en todos los pilotes de prueba a ser regolpeteados.

2. El tiempo mínimo entre el regolpeteo y el final del hincado inicial será de 14 días.



3. Montar la línea de hincado en el pilote previamente a la colocación de los calibradores PDA. Participar en la remoción de calibradores después de completar el regolpeteo pero antes de remover la línea de hincado.

4. Se anticipa que el regolpeteo incluirá un total de 20 golpes del martinete por cada pilote de prueba, a menos que se indique lo contrario.

5. Si se utiliza un martinete diesel, calentar el martinete antes que se realicen los golpes. Calentar el martillo en pilote adyacente, que ya ha sido probado, o en la pila de sacrificio.

#### I. Análisis CAPWAP:

1. Realizar análisis CAPWAP (Análisis de Casos de Pilotes / Análisis de onda de Pilotes) para cada pilote para un golpe durante el hincado inicial y un golpe por regolpeteo. Conferir con el Ingeniero para determinar golpes en CAPWAP.

2. El análisis CAPWAP debe ser presentado al ingeniero dentro de 48 horas de la adquisición de los datos.

#### 3.05 Pilotes dañados, mal colocados o rechazados por otras razones

A. Pilotes de prueba que presenten daños o que no cumplan para su uso, y que estén ubicados en lugares de pilotes de producción deberán ser reemplazados.

B. Retirar del sitio y reemplazar con pilotes aceptables.

### ***II.6.3. Sección 300 pruebas estáticas***

#### Parte 1 General

##### 1.01 Referencias

A. La siguiente es una lista de estándares a las que se podría hacer referencia en esta sección.

1. ASTM International (ASTM): D1143, Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load.

2. ASTM International (ASTM): D5778, Standard Test Method for Electronic Friction Cone and

Piezocone Penetration Testing of Soils.

##### 1.02 Definiciones

A. Prueba de Carga Estática: Pruebas axiales de carga en presencia del Ingeniero llevadas a cabo en las ubicaciones seleccionados por el Ingeniero.

B. Falla por Hundimiento: Incrementos en la carga en la cual no hay incrementos de carga adicionales que puedan ser aplicados sin gran deformación (es decir, mayor que el 15 por ciento del diámetro del pilote) de la cabeza del pilote o según lo determine el Ingeniero.

C. Pilotes de Producción: Los pilotes incorporados a la Obra utilizando una selección uniforme de materiales y mano de obra, y que han sido aceptados por el Ingeniero con base en observaciones y resultados de las pruebas de los pilotes. Probar con la Prueba Estática de Pilotes a la falla por caída no son aceptables para la Producción de Pilotes

D. Pilotes de Prueba: Pilotes contruidos de los mismos materiales y mano de obra, e instalados según se especifica para producción de pilotes en el sitio identificados por el Ingeniero.

E. Pilotes de Reacción: Los pilotes de reacción consisten en hinca de pilotes para suministrar reacción de carga para el marco de reacción.

G. Pie del Pilote: Fondo del pilote localizado en el punto más profundo del suelo.

H. Además de estas definiciones, se aplican las definiciones de las especificaciones denominadas

*“Seccion 100 Pilotes de Acero”.*

### 1.03 Entregables

A. Entregables para Aprobación: Diseño de aditamento para la transferencia de carga.

B. Fichas Técnicas Informativas: Suministrar por lo menos 30 días previo al inicio de las pruebas.

1. Certificaciones: Laboratorio de pruebas e instalador de instrumentación de pruebas.

a. Suministrar CV del especialista que estará en el sitio durante la prueba de carga. La experiencia del especialista incluirá instalación de instrumentos, sistema de adquisición de datos, y resolución de problemas electrónicos y obtención de datos si ocurren.

b. Suministrar CV del especialista en el sistema de gateo que estará presente durante la instalación y conducción de la prueba de carga de pilote. La experiencia del especialista incluye instalación de la célula de carga, cojinete esférico, cojinete *“plaster”*, gato hidráulico, y aparato automático para sostener la carga usado para aplicar la carga al pilote. El especialista en gateo revisa y aprueba la instalación de prueba de carga del Contratista previo al inicio de prueba y participa en la prueba para confirmar el desarrollo satisfactorio del sistema de gateo hidráulico.

2. Sistema de Instrumentación: Descripción detallada de la instrumentación a ser usada para el monitoreo de carga y deformación, planes para instalación de instrumentación antes y después de la hinca de pilotes, métodos para la protección los instrumentos durante la hinca de pilotes, ubicación de la instrumentación, planes para confirmar la operación antes y después de la hinca de pilotes, y sistema de adquisición de datos. Incluir descripción para la instalación y puesta en marcha del sistema testigo de monitoreo. LVDTs y manómetros de carátula para referencia de la viga, y topografía externa.

2. Sistema de Instrumentación: Descripción detallada de la instrumentación a ser usada para el monitoreo de carga y deformación, planes para instalación de instrumentación antes y después de la hinca de pilotes, métodos para la protección los instrumentos durante la hinca de pilotes, ubicación de la instrumentación, planes para confirmar la operación antes y después de la hinca de pilotes, y sistema de adquisición de datos. Incluir descripción para la instalación y puesta en marcha del sistema testigo de monitoreo. LVDTs y manómetros de carátula para referencia de la viga, y topografía externa.

4. Procedimiento para Prueba de Carga: Descripción detallada de la secuencia que será utilizada para la instalación de pilotes de prueba y reacción, construir el sistema de reacción, llevar a cabo prueba de carga, desensamble de prueba de carga siguiendo la aprobación del Ingeniero, y limpieza del área de prueba.

5. Monitoreo de Instalación de Pilote: Descripción de la información que será recolectada durante la instalación de los pilotes de prueba y reacción, incluyendo conteo de golpes durante la hinca, análisis del monitoreo de hinca, y medición del tapón de suelo en la tubería de pilotes hincados con la punta abierta.

6. Certificaciones de Calibración:

a. Calibrar como una unidad cada sistema de gateo a utilizar durante las pruebas de carga estática, incluyendo células de carga e indicadores de presión en el gato y manómetros de presión. Incluir certificaciones de calibración para medidas de esfuerzo, LVDTs, y manómetros de carátula.

b. Todas las calibraciones deben estar dentro de los últimos 6 meses.

#### 1.04 Calificaciones

A. Laboratorio de Pruebas: Independiente, certificado y con por lo menos 5 años de experiencia en pruebas similares de pilotes de tubo de acero, incluyendo la instalación de instrumentación, ejecución de pruebas, monitoreo de pruebas especificadas, y análisis de datos.

B. Instalador de Instrumentación de Pruebas: Por lo menos 5 años de experiencia en la instalación de instrumentación de pruebas de pilotes.

#### 1.05 Reunión de pre-instalación de instrumentación

A. Dialogo para incluir detalles y programación de la instalación de instrumentación, procedimientos de prueba y monitoreo, e hincado de pilotes de prueba. B. Con la asistencia del Contratista, personal del laboratorio de pruebas, personal de instalación de pilotes y el Ingeniero, antes de iniciar el Trabajo especificado en esta sección.

#### 1.06 Suministro, almacenamiento y manejo

A. Según lo especificado para pilotes de producción.

### Parte 2 Productos

#### 2.01 Prueba de Pilotes

A. General: De conformidad con los requerimientos de Sección 100, Pilotes de Acero, que tengan los mismos diámetros, espesor de pared, y propiedades de material que los pilotes utilizados en la producción.

B. Pilotes Indicadores: Un mínimo de 4 pilotes para cada fase. La longitud debe ser por lo menos de 45 m. Podría instalarse pilotes indicadores adicionales, según lo determine el Ingeniero.

C. Pilotes de Prueba Estática: Cuatro pilotes para cada fase. La longitud de cada pilote de prueba será determinada en base a los indicadores de las pruebas de pilote en el área, prueba de cono de penetración (CPT), sondeos y/o perforaciones conducidas en el sitio de prueba, y requerimientos de capacidad.

D. Requerimientos Pertinentes: Las botas de corte interno y placas finales deben ser en cantidad y número suficiente para usar durante la instalación y prueba de Pilote Indicador y Prueba Estática de Pilote. Los resultados serán usados para evaluar los requerimientos para la instalación de Pilotes de Producción.

1. Programar 50 por ciento de los Pilotes Indicadores acondicionados con bota de corte interior y 25 por ciento de los Pilotes Indicadores a ser instalados con placa en el fondo o cono.

2. El utilizar la bota de corte interno y placa al final de cada Pilote Indicador y Prueba Estática según lo determine el Ingeniero.

3. APF u otra bota de corte interno similar es aceptable; las placas finales o conos deben ser de la misma resistencia de material que se indica en la sección 100.

## 2.02 Equipo de Hinca de Pilote

A. El equipo de hinca de pilote debe cumplir con los requerimiento de la sección 100.

## 2.03 Monitoreo Dinámico

A. Monitoreo de Instalación: Monitorear la instalación del Pilote de Prueba Estática y la instalación de dos pilotes de reacción para la ubicación de cada prueba de pilote utilizando el Analizador de Hinca de Pilote (PDA por sus siglas en inglés) siguiendo los mismos métodos descritos en la sección 200.

## Parte 3 Ejecución

### 3.01 Procedimientos para prueba de carga

A. Mínimo (i) descripciones de prueba, (ii) formularios y (iii) lista de verificación que se utilizarán en la ubicación de la prueba de carga de pilote para el control y documentación de cada prueba de carga requerida.

B. Describir la prueba específica a ejecutarse, incluyendo ubicación (elevación y coordenadas), personal en sitio, condiciones del tiempo, equipo de apoyo, y otra información relevante.

C. Proveer espacio(s) después de cada descripción de prueba para que el Contratista, el Ingeniero y el laboratorio certifiquen que las pruebas se han completado con éxito de acuerdo a los estándares de referencia.

D. Se requiere la aceptación del Ingeniero previo al inicio de la prueba respectiva.

### 3.02 Registro de datos de pruebas de carga

A. Resultados de la exploración de suelo en cada sitio de prueba de pilote. Las exploraciones incluyen sondeo de prueba de penetración de cono (CPT) y/o perforación de suelo. El sondeo de CPT debe extenderse hasta el rechazo. La perforación de suelo extenderse por lo menos 5 m adicionales a la elevación planeada de la punta del pilote de prueba.

1. CPT debe obtener resistencia final continua y fricción lateral veros profundidad.

2. Perforación debe obtener muestras intactas utilizando el método de muestreo de tubo Shelby en suelos cohesivos o el muestreo de la Prueba de Penetración Estándar (CPT por sus siglas en inglés) en suelos granulares.

B. El registro para cada prueba de pilote, incluye como mínimo:

1. Informe: De conformidad con el estándar de referencia para la prueba de carga realizada

2. Programación de carga.
3. Método de aplicación de carga.
4. Método de medición de cargas.
5. Método de medición de deformación y tensión, incluyendo manómetros caratula, LVDTs, manómetros de presión y testigos.
6. Registro de tiempo para cada incremento de carga.
7. Carga de la cabeza del pilote vs. Desplazamiento de cabeza y pie del pilote.
8. Asentamiento de cabeza y pie del pilote vs. tiempo.
9. Desplazamiento de fluencia vs. carga.
10. Límite de Carga: Basado en los criterios de Davisson.

### 3.03 Documento de los registros de prueba

- A. Procedimientos de Prueba: Versiones aceptadas por el Ingeniero para incrementos de carga y duraciones, versiones certificadas, y mientras la prueba está en proceso, actualizar diariamente la versión.
- B. Programa de pilotes a ser probados.
- C. Versiones actualizadas de documentación requerida para pruebas.
- D. Certificaciones de calibración.
- E. Datos de registro de pruebas de carga.

### 3.04 Instalación de pilote de prueba

- A. Cumplir con los requerimientos especificados en la Sección 100, Pilotes de Acero, para prueba de pre-producción de pilotes, y según se especifica en la Sección 200, Prueba Dinámica de Pilote.

### 3.05 Equipo de prueba de carga axial

- A. Equipos: ASTM D1143, Sección 6, capaz de aplicar cargas estáticas incrementales.
- B. Celda de Carga Calibrada:
  1. ASTM D1143, Sección 6.2.
  2. Capacidad Calibrada: 1,2 veces la Carga de Prueba especificada.
  3. Placa de apoyo esférico.
  4. Lectura digital.

C. Equipo de Medición de Movimiento de pilotes:

ASTM D1143, Sección 4, excepto

1. LVDTs y Manómetros de Carátula: Mínimo de ocho LVDTs y 4 manómetros de carátula, con 15 centímetros (6 pulgadas) de desplazamiento.
2. Precisión: 0,025 mm (0.001 pulgadas).
3. Proveer los materiales necesarios para los aditamentos respectivos y el monitoreo de pilote de prueba.
4. Proveer 2 manómetros de bloque de 1 pulgada de ancho por manómetro de carátula para aumentar el desplazamiento del manómetro de carátula 60 centímetros (24 pulgadas) adicionales.
5. Proporcionar un sistema de respaldo para medir el movimiento vertical como se especifica en las Secciones 4.2.2 o 4.2.3.
6. Sección 4.2.4, Otros Tipos de Aparato de Medición, no se aplicarán.

D. Indicadores: Barras de acero, número y barras de acero como se muestra en los planos para cada pilote como se describe en ASTM D1143, Medición de Tensión Incremental, para la medición del movimiento de la punta del pilote.

E. Manómetro de Presión: medidores de tensión y vibración suministrados como compatibles con la carga/tensión en los planos. Proporcionar protección y blindaje a la instrumentación de manómetros de presión para proteger medidores y cables durante las pruebas e hincado de pilote.

F. Aditamento para la Transferencia de Carga: Suministrar según se muestra en la Figura 7 de ASTM D1143, de tal forma que las barras de los indicadores puedan salir a través de la parte superior del pilote.

G. Proveer el marco de carga, la reacción de Kentledge/ballast, conexiones y todos los otros materiales necesarios para preparar y ejecutar la prueba de carga estática de pilotes según se especifica H. Proveer los materiales para proteger el equipo de prueba de carga contra el sol, aire y lluvia según se especifica en ASTM D1143.

### 3.06 Pruebas de carga

A. Suministrar 30 días previos a notificar al Ingeniero.

B. Instalar el sistema de carga completo para ejecutar satisfactoriamente cada prueba de carga de pilote requerida. Montar el marco de carga para prueba de compresión y tensión.

C. Ejecutar la prueba en presencia del Ingeniero y sólo después de que el Ingeniero haya revisado la prueba de carga y la reacción Kentledge y el marco.

D. Operaciones de construcción que produzcan vibraciones perceptibles no deben ejecutarse durante la prueba de pilotes esté en progreso.

### 3.07 Prueba de carga de compresión

A. Carga de Prueba: Para cada pilote como se muestra en los planos

B. Justo antes de cargar el pilote de prueba establecer la elevación de la cabeza del pilote.

C. Efectuar lecturas con topografía terrestre del pilote de prueba y de la viga de referencia, por lo menos dos veces durante cada incremento de carga, de la siguiente manera:

1. A los 2 minutos después de aplicar una nueva carga.

2. Justo antes de aplicar el incremento de carga.

D. Ejecutar en general de acuerdo con el sistema ASTM D1143, según se modifica aquí.

E. Método Rápido de Prueba de Carga:

1. Probar pilotes en general de acuerdo a ASTM D1143, con algunas modificaciones para la lectura de instrumentación.

2. Aplicar carga de prueba aproximadamente en incrementos del 5% de la carga máxima de prueba anticipada mostrada en los planos.

3. Mantener cada incremento de carga por 15 minutos. Leer deformación, manómetros y manómetros de carátula en intervalos de 2, 5 y 10 minutos.

4. Después del tiempo de espera final, retirar la carga de prueba en incrementos de 10 por ciento con 10 minutos intermedios entre incrementos.

5. Continuar el incremento de la carga de prueba hasta que falle por abollamiento o se alcancen la capacidad de carga máxima o el Ingeniero decida terminar las cargas o lo que ocurra primero.

6. Duración de Prueba: Tiempo estimado de 10 a 15 horas.

7. El Ingeniero se reserva el derecho de requerir un ciclo rápido de recarga y descarga para verificar el comportamiento del pilote por cualquier razón. La recarga rápida deberá completarse dentro de aproximadamente 1 hora.

8. El marco de prueba, pilotes de reacción, mecanismo de transferencia de carga, gata, carga celular, cojinete esférico, LVDTs, manómetros de carátula, y otros instrumentos no se deben desensamblar o alterar por un mínimo de 24 horas después de completar la



prueba de carga estática. El Ingeniero revisa datos obtenidos de la prueba de carga y se reserva los derechos de modificar las mediciones y re aplicar las pruebas de carga y se ha obtenido datos cuestionables durante la primera prueba de carga.

### 3.08 Desmontaje y regolpeo “restriking”

A. Después de recibir la aprobación del Ingeniero, desmontar el marco de la prueba de reacción.

Regolpear “*restrike*” el pilote de prueba de conformidad con los procedimientos descritos en la

Sección 200 de Prueba Dinámica de Pilote.

Proteger el pilote de la prueba estática todo el tiempo durante el desmontaje del marco de reacción del pilote estático.

B. No remover los pilotes de reacción hasta el regeolpeo “*restriking*” del pilote de prueba.

C. Remover y disponer de los pilotes de reacción. Reusar si es permisible si los pilotes no fueron dañados según lo determine el Ingeniero. Alternativamente, cortar el pilote de reacción o el pilote de prueba a El.+3m MLW, a no ser que se indique otra cosa por el Ingeniero. Llenar el pilote cortado con tierra hasta los 2 m de la superficie del suelo y tapar con mezcla de concreto liviano. Compactar limpiar el relleno granular hasta el nivel final.

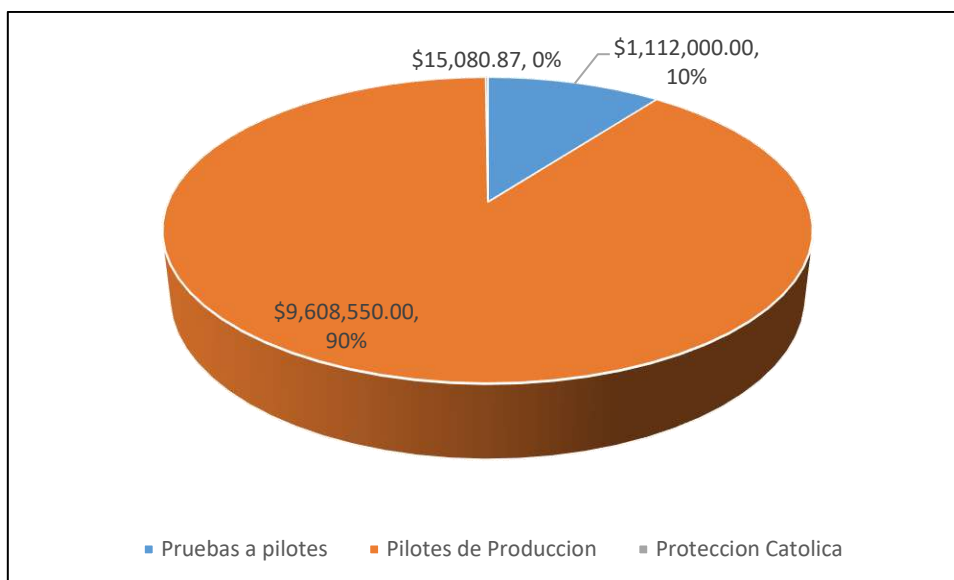
## II.7. Presupuesto

Acorde al análisis y diseño realizado, tomando en cuenta que el diseño está en función de los resultados que se puedan obtener durante la campaña de pruebas dinámicas y estática previo a la ejecución de la obra, se estructuro un presupuesto preliminar. En el **Cuadro 26** se muestra el presupuesto estimado:

**Cuadro 26.** Presupuesto de ejecución preliminar – Cimentación Profunda Hincada

ítem	Descripción	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Subtotal
1	Pruebas a pilotes				
1.1	Ensayos Dinámicos para Pilotes				
1.1.1	Equipo de ensayo PDA	Unidad	\$8,400.00	8	\$67,200.00
1.1.2	Instalación Prueba	Unidad	\$8,400.00	8	\$67,200.00
1.1.3	Personal	Unidad	\$3,600.00	8	\$28,800.00
1.1.4	Análisis de Resultados y Administración	Unidad	\$3,600.00	8	\$28,800.00
1.2	Ensayos Estáticos para Pilotes				
1.2.1	Equipo de ensayo (Celda carga, LVDTs, Strain Gauges, Gata, etc.	Unidad	\$80,500.00	4	\$322,000.00
1.2.2	Instalación Prueba	Unidad	\$80,500.00	4	\$322,000.00
1.2.3	Personal	Unidad	\$34,500.00	4	\$138,000.00
1.2.4	Análisis de Resultados y Administración	Unidad	\$34,500.00	4	\$138,000.00
<b>Subtotal 1</b>					<b>\$1,112,000.00</b>
2	Pilotes de Producción				
2.1	Suministro de Pilotes 760 mm, t=25mm	m	\$550.00	10986	\$6,042,300.00
2.2	Suministro de Pilotes 610 mm, t=25mm	m	\$450.00	6635	\$2,985,750.00
2.3	Instalación Pilotes				
2.3.1	Equipo de instalación - Martillo	m	\$50.00	4644	\$232,200.00
2.3.2	Grúas y otros	m	\$50.00	4644	\$232,200.00
2.3.3	Personal de instalación	m	\$12.50	4644	\$58,050.00
2.3.4	Corte y empalme	m	\$12.50	4644	\$58,050.00
<b>Subtotal 2</b>					<b>\$9,608,550.00</b>
3	Protección Catódica	Global	\$12,079.34	1	\$12,079.34
4	Instalación de protección Catódica	Global	\$3,001.53	1	\$3,001.53
<b>Subtotal 3</b>					<b>\$15,080.87</b>
<b>Total Muelle (18 ejes, 1@3m)</b>					<b>\$10,735,630.87</b>

La **Figura 62** muestra un gráfico circular con la distribución porcentual del presupuesto estimado. Nótese el alto porcentaje (10 %) que corresponde a pruebas in situ de carga estáticas y dinámicas. Se recalca la importancia que se da a la verificación en campo del diseño, para la magnitud de obra que se trata. No obstante, este es un porcentaje que debería manejarse en cualquier proyecto de obra pública almenos para la ejecución ensayos geotécnicos.



**Figura 62.** Distribución porcentual del presupuesto

## **II.8. Conclusiones y recomendaciones**

### **II.8.1. Conclusiones**

1. Se determinó que, para las conducciones geotécnicas del proyecto, los pilotes no son capaces de resistir únicamente por fricción las cargas axiales de diseño.
2. Se comprobó que la capacidad axial estática de los pilotes se ver muy reducida al no emplearse tapón en la punta.
3. Se determinó que el espesor de la pared del pilote únicamente influye en el caso de pilotes sin tapón. El diámetro del mismo influye al aumentar su perímetro y por ende la ficción externa e interna.
4. Se determinó que para pilotes con tapón, el diámetro del elemento influye drásticamente en la capacidad axial por punta de la cimentación.
5. Para las condiciones geotecnias del sitio de proyecto, se determinó la necesidad de hincar pilotes con tapón en la punta.
6. Para las condiciones geotécnicas del sitio de proyecto, la elevación de la punta de los pilotes deber ser tal que alcance y se empotre en la capa de suelo denominada como "Mudstone", a la elevación de -43 m.
7. Se determinó que para las filas de pilotes A, B y F se deben emplear pilotes con un diámetro de 760 mm.
8. Se determinó que para las filas de pilotes C, D y E se deben emplear pilotes con un diámetro de 610 mm.

9. Se recomendó el uso de un espesor de pared de 25 mm, no obstante dicho espesor debe ser definido mediante el cálculo estructural del elemento.
10. Se concluyó que los métodos de análisis estáticos son una primera aproximación, existe la necesidad de ejecutar ensayos a escala real en sitio de proyecto, mediante pruebas estáticas y/o dinámicas de carga.
11. Mediante la modelación numérica, se determinó la complejidad de algunos programas comerciales para la modelación de obras “fuera de costa”, específicamente al modelar la longitud no embebida en suelo de los pilotes.
12. Se determinó que la modelación de elementos tipo pilotes se puede realizar ya sea mediante un elemento estructural (barra) o modelado el elemento como un estrato con propiedades mecánicas del material en cuestión (madera, concreto o acero).
13. Los modelos de elemento finito son una herramienta de gran utilidad para análisis y diseño, no obstante, si no se dispone de información geotécnica fiable, el modelo no representara adecuadamente las condiciones de la obra a modelar.
14. Previo a la ejecución de pilotes de producción, se deberán ejecutar pruebas estáticas de carga y pruebas dinámicas de alta deformación, que comprueben que la profundidad predicha es correcta.
15. Previo a la ejecución de pilotes de producción, se debe definir el criterio de hincado (golpes/cm) para definir cuando se ha alcanzado la capacidad de carga requerida.
16. Se determinó un costo total global para la ejecución de la cimentación propuesta de \$10,735,630.87.
17. Se determinó que el costo en global para la verificación de en campo del diseño mediante pruebas de carga dinámicas y estáticas es del orden del 10% del costo de la obra.
18. Como se puede observar en el Capítulo 7 de este trabajo, el costo de la verificación del diseño mediante pruebas a escala real asciende al 10% del costo de la obra. Se recalca la importancia de implementar a nivel local la cultura de inversión en investigación geotécnica y verificación mediante ensayos a escala real.

### **II.8.2. Recomendaciones**

1. Se recomienda la ejecución de un análisis de hincabilidad de los pilotes propuestos, empleado el equipo de hincado (martillo) propuesto, mediante un análisis de ecuación de onda.

2. Se recomienda la ejecución de un análisis estructural del elemento tipo pilote con el fin de evaluar su capacidad estructural en flexo compresión.
3. Para la utilización de programas de análisis por elemento finito, se recomienda utilizarlos únicamente cuando se dispone de información geotécnica confiable, por ejemplo ensayos de laboratorio especiales (resistencia y deformación) y/o ensayos de caracterización in situ tales como ensayos CPTu, ensayos presiométricos Menard o ensayos de dilatómetro.
4. No se recomienda utilizar parámetros de resistencia y deformabilidad correlacionados de ensayos de campo tipo penetración estándar (SPT). La alta variabilidad de las correlaciones para suelos cohesivos no genera valores confiables, por lo que el modelo no será representativo de las condiciones suelo-estructura.
5. Para la utilización de programas de elemento finito, se recomienda la capacitación técnica previa en geomecánica computacional. Es sumamente importante tener claro los conceptos detrás de un programa de cómputo.
6. Se recomienda que el Programa de Postgrado en Ingeniería Geotécnica, incluya un curso de Geomecánica Computacional, dentro de la malla curricular del Programa de Maestría en Ingeniería Geotécnica.
7. Se recomienda la implantación a nivel de proyecto de pruebas de verificación ya sean estáticas o dinámicas, el costo de inversión en pruebas de este tipo para el proyecto de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín (TCM) es un claro ejemplo de la importancia que se le da a nivel internacional a la investigación geotécnica. Costa Rica debe crear cultura en el inversionista y los técnicos deben permitirse la recomendación e implementación de este tipo de pruebas.

## **II.9. Referencias**

### **II.9.1. Documentación técnica del proyecto: terminal de contenedores de Moín**

1. CH2M Hill. (2013). Informe Final de Movimientos Sísmicos Específicos para la Condición del Sitio de Referencia. Colorado: Estados Unidos.
2. CH2M Hill. (2013). Levantamientos Topográficos y Mapeo. Colorado: Estados Unidos.
3. CH2M Hill. (2013). Informe de Datos Geotécnicos y Anexos. Colorado: Estados Unidos.

4. CH2M Hill. (2013). Estimación de Asentamientos. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
5. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Mejoramiento de Suelos. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
6. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Propiedades del Suelo. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
7. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Análisis Potencial de Licuefacción. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
8. APM Terminals. (2013). Metodología Constructiva de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. San José: Costa Rica.
9. CH2M Hill. (2013). Especificaciones Técnicas de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. Colorado: Estados Unidos.
10. CH2M Hill. (2013). Planos Constructivos de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. Colorado: Estados Unidos.

#### ***II.9.2. Libros, artículos de revista, trabajos de graduación***

11. Asociación Costarricense de Geotecnia, Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica. (2009). Código de Cimentaciones de Costa Rica. 2a Edición. Editorial Tecnológica de Costa Rica: San José, Costa Rica.
12. Laporte, G (1995). Licuación de suelos y desplazamiento horizontal del terreno, inducido por sismo: análisis y evaluación para Costa Rica. Trabajo de graduación Maestría en Ingeniería Geotécnica. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
13. Idriss, I.M; Boulanger, B.W. Soil Licuefaction During Earthquakes. EERI: Oakland, Estados Unidos.
14. Kramer, S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall: New Jersey, Estados Unidos.
15. M.W. Bo. (2004). Reclamation and Ground Improvement. Cengage Learning: Lorong Chuan, Singapore.
16. Bowles, J. (1999). Foundation Analysis and Design. McGrawHill:
17. Das, B. (2012). Ingeniería de Cimentaciones. Cengage Learning: Distrito Federal, Mexico.

18. Hannigan, P (2016). Geotechnical Engineering Circular No. 12 – Volume I Design and Construction of Driven Pile Foundations. Federal Highway Administration: Washington, Estados Unidos de America.
19. Hannigan, P (2016). Geotechnical Engineering Circular No. 12 – Volume II Design and Construction of Driven Pile Foundations. Federal Highway Administration: Washington, Estados Unidos de America.
20. Hannigan, P (2016). Geotechnical Engineering Circular No. 12 – Volume III Design and Construction of Driven Pile Foundations. Federal Highway Administration: Washington, Estados Unidos de America.
21. Soriano, A (2005). Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM 0.5-05. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento: Madrid, España.
22. Llorca, J (2012). Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM 2.0-11. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento: Madrid, España.

### **III. CAPITULO 3: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN MURO DE TABLESTACAS PARA EL MUELLE DE REMOLCADORES DE LA NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOÍN (TCM)**

#### **III.1. Introducción**

##### ***III.1.1. Planteamiento del problema***

El problema radica en la necesidad de generar un muelle permanente para el atraque de barcos tipo remolcadores. Este tipo de barcos son los encofrados de movilizar hasta a zona de atraque los barcos que acarrean mercancías (contenedores). Este muelle debe generarse en una zona que coincide con el relleno artificial de la isla, porque que el material a retener se trata de arenas sueltas y relativamente limpias, así mismo, la cimentación consiste de arenas nativas. Para confinar el relleno se propone el uso de tablestacas.

##### ***III.1.2. Objetivo general***

- Diseñar un sistema de contención tipo tablestaca anclada para el muelle de remolcadores de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín (TCM).

##### ***III.1.3. Objetivos específicos***

- Definir el modelo geotécnico del sitio de proyecto.
- Investigar las metodologías y criterios de cálculo analíticos para el diseño geotécnico de tablestacas ancladas.
- Realizar el diseño geotécnico del muro de tablestacas ancladas utilizando métodos analíticos.
- Realizar el análisis de deformaciones del muro de tablestacas ancladas.
- Realizar la modelación numérica del sistema de contención tipo tablestaca anclada mediante el software de elemento finito Phase2 de Rocscience.
- Analizar el comportamiento geotécnico del muro de tablestacas ancladas ante carga lateral, utilizando modelación numérica mediante el software de elemento finito Phase2 de Rocscience.
- Analizar la seguridad de la pantalla ante el fenómeno de licuación.
- Comparar los resultados obtenidos mediante métodos de analíticos y los obtenidos mediante modelación numérica.
- Redactar las especificaciones técnicas para la ejecución del muro pantalla.
- Elaborar planos constructivos del muro pantalla.



- Elaborar el presupuesto estimado para la ejecución del muro de tablestacas ancladas diseñado.

#### **III.1.4. Importancia**

La importancia del proyecto radica en diseñar la obra de contención que permita la construcción del muelle de remolcadores para la Nueva Terminal de Contenedores de Moín, y por ende habilitar un sitio para que dichas naves puedan atracar. De manera tal que las naves tipo remolcador posean un espacio físico para atracar dentro de la terminal.

Al tratarse el proyecto del diseño de una obra de contención para una obra portuaria, permite estudiar una tipología de obra que no es de uso común en el ámbito costarricense. Ante la falta de conocimiento en la planeación, diseño y ejecución de obras portuarias, los diseños se basan en códigos o especificaciones internacionales, el presente proyecto permite analizar con mayor profundidad las acciones de diseño y tipologías estructurales para obras de atraque en puertos.

Al tratarse de una obra ejecutada en una zona costera, con presencia predominante de materiales arenosos, el estudio y análisis del fenómeno de licuación es primordial, lo que conlleva al estudio de posibles tratamientos de mejora del terreno.

Por otro lado, el estudio permite analizar detalladamente el comportamiento geotécnico de obras de contención tipo tablestacas ancladas, mediante la modelación numérica en el software de elemento finito Phase2 de Rocscience.

El estudio permite estimar de manera aproximada los costos asociados a la ejecución de obras de contención en el ámbito portuario, que involucran el uso de equipos especializados como los son los vibradores y martinetes de hinca.

Además, permite profundizar en la redacción de especificaciones técnicas este tipo de sistemas de contención.

#### **III.1.5. Alcance**

- Solamente se realiza el diseño del muro tipo pantalla será geotécnico.
- El diseño se realiza mediante la metodología de esfuerzos de trabajo.
- Se realiza un diseño estructural preliminar, que permita realizar una estimación del costo de la obra.
- El análisis se limita a la tipología de muro de tablestacas ancladas para obras de contención.

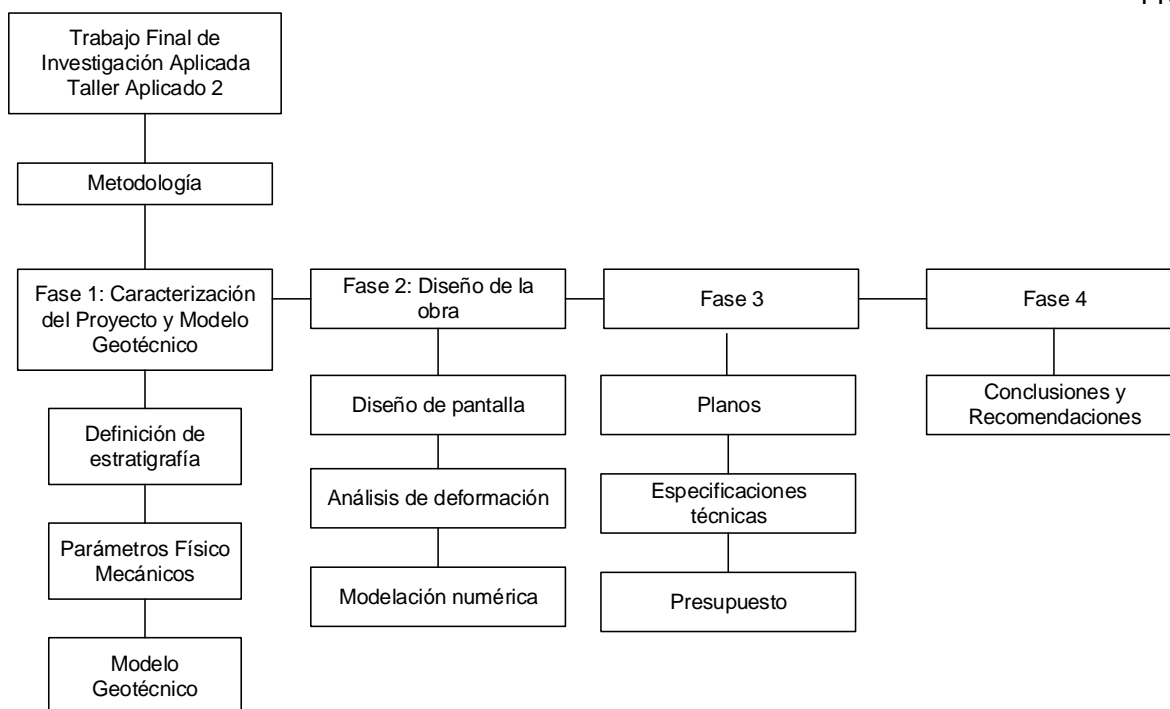
- No se realiza un estudio del criterio de rechazo para la cota de cimentación de la pantalla (análisis de hincabilidad).
- El estudio se limita al uso de la información geotécnica disponible, obtenida de los ensayos in situ y pruebas de laboratorio realizadas durante la campaña de exploración, no se considera ningún análisis específico de cada tipo de ensayo realizado (SPT, CPTu, PMT etc.).
- El modelo geotécnico se limita únicamente a la estratigrafía detectada y definida para el proyecto en particular.
- El estudio no contempla la ejecución de algún tipo de ensayo de laboratorio adicional, todo el análisis se realiza con base en los resultados obtenidos de la campaña geotécnica realizada para el proyecto de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín.
- La modelación numérica es en 2 dimensiones.
- El alcance del estudio depende de la disponibilidad y calidad de la información que se utiliza.
- El estudio económico se realiza sustentado en un estudio de costos aproximados del mercado.

#### **III.1.6. Limitaciones**

- No se realizaron ensayos de laboratorio y pruebas de campo adicionales para evaluar las propiedades de los suelos o rocas.
- Los sondeos geotécnicos no alcanzaron el contacto con la roca.
- El programa de cómputo empleado en la modelación numérica se usa en modalidad estudiantil, lo que limita la cantidad de nodos, materiales y elementos que se pueden emplear.

#### **III.1.7. Metodología**

Para realizar el estudio de diseño geotécnico de la cimentación profunda de la plataforma de atraque de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín, se seguirá la metodología mostrada en la **Figura 63**:



**Figura 63.** Metodología TFIA Taller 2

#### *III.1.7.1. Fase 1*

Se inicia esta fase analizando la información técnica disponible para el proyecto de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín con la que se cuenta. De esta revisión y análisis se determina la información esencial para el desarrollo del trabajo de investigación aplicada. Se extraerá toda la información relacionada con características geométricas, condiciones de sitio, parámetros de los materiales, resultados de amenaza sísmica, etc. Se definirá el o los modelos geotécnicos a considerar. Se determinarán las cargas de servicio a emplear en el diseño de la tablestaca anclada.

#### *III.1.7.2. Fase 2*

Una vez definido el modelo geotécnico, se procederá al diseño geotécnico de la obra de retención, haciendo uso de la metodología de diseño por esfuerzos de trabajo. De este diseño, se obtiene la cota y profundidad de empotramiento de la tablestaca, tipo de tablestaca y tipo de anclaje si es requerido. Se evalúa la condición de servicio de la obra diseñada, estimando la deflexión horizontal en cúspide de la tablestaca. Así mismo, se evalúa la susceptibilidad del sistema de retención a la licuación. Mediante la aplicación del software especializado Phase2 de Rocscience se realizará la modelación numérica de la solución.

### *III.1.7.3. Fase 3*

Con el diseño definido, se procede a elaborar los planos constructivos de la obra de retención, así como las especificaciones técnicas de la misma. Dentro de las especificaciones técnicas, se profundizará en los elementos tablestaca, anclajes y elementos como vigas y bloques de reacción.

Se determina el presupuesto aproximado de ejecución de la cimentación, considerando el costo de materiales, costo de maquinaria y otros.

### *III.1.7.4. Fase 4*

Finalmente, con el problema planteado y resuelto, se realiza el análisis de resultados obteniéndose las conclusiones y recomendaciones del caso.

## **III.2. Marco teórico**

### **III.2.1. Generalidades**

El presente capítulo sintetiza en un marco teórico los temas que se consideran importantes para entender el desarrollo de este trabajo.

La tipología de obra de retención que se analiza y diseña en este estudio es del tipo pantalla.

Se realiza una revisión de la literatura aplicable donde se hace enfoque a:

- La metodología de diseño geotécnico por esfuerzos de trabajo.
- Estado límite de servicio, deformaciones máximas tolerables.
- La metodología de diseño geotécnico de obras de retención tipo pantalla.
- Teoría de licuación en suelos.
- Breve revisión de la teoría de modelación numérica en ingeniería geotécnica.
- Descripción y métodos constructivos de pantallas construidas con tablestacas.

### **III.2.2. Estado límite de falla - método de esfuerzos de trabajo**

La metodología de diseño por esfuerzo de trabajo se enfoca en comparar esfuerzos producto de las cargas contra la resistencia disponible. Las cargas que deben considerarse para el diseño geotécnico son: carga permanente, carga temporal y carga accidental. Además deben tomarse en cuenta el peso propio de los elementos de la cimentación, cargas por excavación, empujes de rellenos, fricción negativa sobre pilotes, presiones de hinchamiento en suelos expansivos y cualquier otra acción que se genere sobre la cimentación o en su vecindad. Una vez definidas las cargas, se determina la capacidad de soporte admisible. Para esto se define el concepto de Factor de Seguridad (FS) como la

relación entre la capacidad soportante ultima de la cimentación ( $q_{ult}$ ) y el esfuerzo máximo de trabajo o admisible ( $q_{adm}$ ).

De tal manera que,

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{adm}}$$

**Ecuación 46**

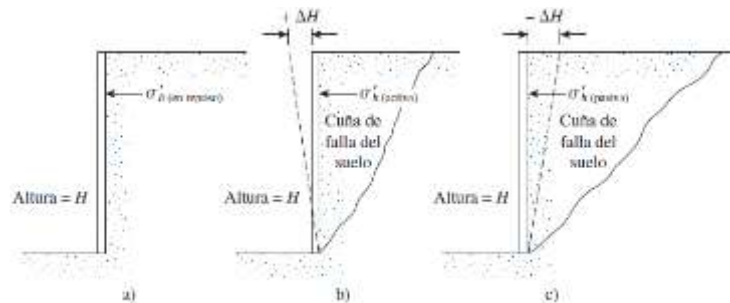
### III.2.3. Teoría de empujes de tierras

#### III.2.3.1. Introducción

El diseño adecuado de estructuras de contención requiere una estimación de la presión lateral de tierra, que es una función de varios factores, como:

- El tipo y la cantidad de movimiento de los muros.
- Los parámetros de la resistencia cortante del suelo.
- El peso específico del suelo.
- Las condiciones de drenaje en el relleno.

La **Figura 64** muestra un muro de retención de altura  $H$ , con diferentes condiciones de restricción en la cúspide:



**Figura 64.** Presión lateral del suelo en un muro de retención. Fuente: Modificado de Das (2012)

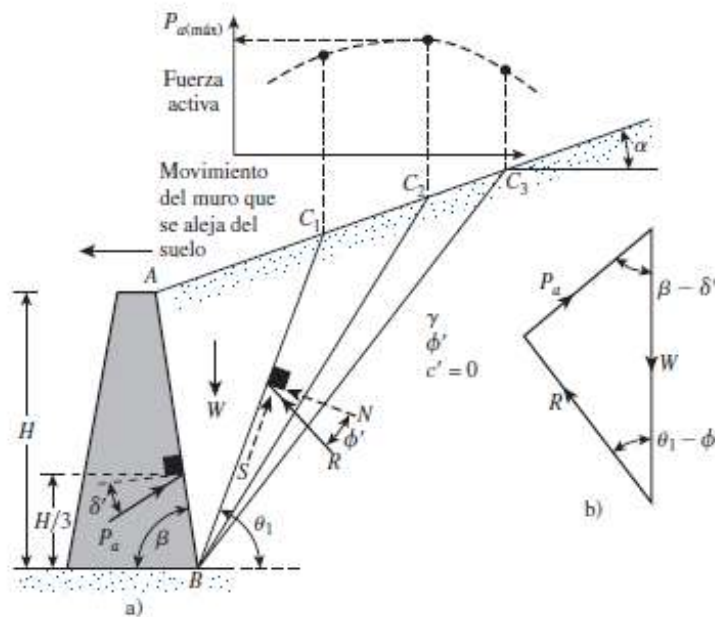
De acuerdo con la dirección del desplazamiento, respectivamente, se puede inferir que:

- El movimiento del muro se puede restringir. La presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad se denomina presión en reposo de tierra.
- El muro se puede inclinar por el suelo retenido. Con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. A la presión lateral para esta condición se le refiere como presión activa de tierra.
- El muro se puede empujar hacia el suelo retenido. Con un movimiento suficiente del muro, fallará una cuña de suelo. A la presión lateral para esta condición se le refiere como presión pasiva de tierra.

### III.2.3.2. Estimación de la presión activa de tierra

En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular. En esta teoría se toma en consideración la fricción del muro.

Para aplicar la teoría de la presión activa de tierra de Coulomb, se considera un muro de retención con su cara posterior inclinada a un ángulo  $\beta$  con la horizontal y el relleno es un suelo granular con un ángulo  $\alpha$  con la horizontal tal y como se muestra en la **Figura 65**:



**Figura 65.** Presión activa de Coulomb. Fuente: Modificado de Das (2012)

Se considera  $\delta'$  como el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir, el ángulo de fricción del muro).

Ante presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa de suelo (hacia la izquierda en la figura). Coulomb supuso que, en ese caso, la superficie de falla en la masa de suelo sería un plano (por ejemplo,  $BC_1$ ,  $BC_2$ ...). Por lo tanto, para determinar la fuerza activa, se considera una cuña de falla de suelo posible  $ABC_1$ . Las fuerzas que actúan sobre esta cuña (por longitud unitaria a ángulos rectos respecto a la sección que se muestra) son las siguientes:

- El peso de la cuña,  $W$ .
- La resultante,  $R$ , de las fuerzas cortantes normal y resistente a lo largo de la superficie,  $C_1$ . La fuerza  $R$  estará inclinada a un ángulo  $\Phi'$  respecto a la normal trazada hasta  $BC_1$ .

- c) La fuerza activa por longitud unitaria del muro,  $P_a$ , que estará inclinada a un ángulo  $\delta'$  respecto a la normal trazada hasta la cara posterior del muro.

El valor máximo de  $P_a$  determinado de esta manera es la fuerza activa de Coulomb, que se puede expresar como:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad \text{Ecuación 47}$$

Donde,

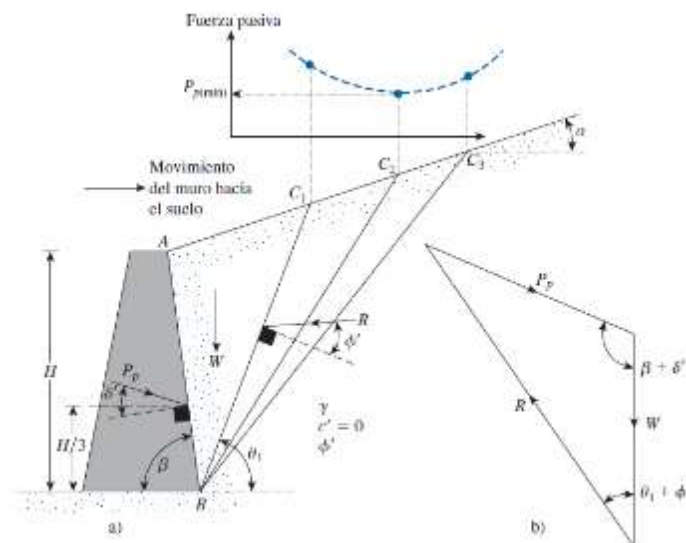
$$K_a = \frac{\sin^2 (\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \sin (\beta - \delta') \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi' + \delta') \sin (\phi' - \alpha)}{\sin (\beta + \delta') \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 48}$$

Para efectos de diseño de muros de retención, el valor del ángulo de fricción del muro  $\delta'$  se supone que está entre  $\frac{\phi'}{2}$  y  $\frac{2\phi'}{3}$ .

### III.2.3.3. Estimación de la presión pasiva de tierra

En 1776 Coulomb también presentó un análisis para determinar la presión pasiva de tierra (es decir, cuando el muro se mueve hacia la masa de suelo) para muros con ángulo de fricción ( $\delta' =$  ángulo de fricción del muro) y conteniendo un material de relleno granular.

Para determinar la fuerza pasiva de Coulomb,  $P_p$ , se considera el muro que se muestra en la **Figura 66**:



**Figura 66.** Presión pasiva de Coulomb. Fuente: Modificado de Das (2012)

Igual que en el caso de la presión activa, Coulomb supuso que la superficie potencial de falla en el suelo era un plano. Para una cuña de falla de prueba de suelo, como la  $ABC_1$ , las fuerzas por longitud unitaria del muro que actúan sobre la cuña son:

- a) El peso de la cuña,  $W$ .
- b) La resultante,  $R$ , de las fuerzas normal y cortante sobre el plano  $BC_1$ .
- c) La fuerza pasiva,  $P_p$ .

El valor máximo de  $P_p$  determinado de esta manera es la fuerza activa de Coulomb, que se puede expresar como:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \text{Ecuación 49}$$

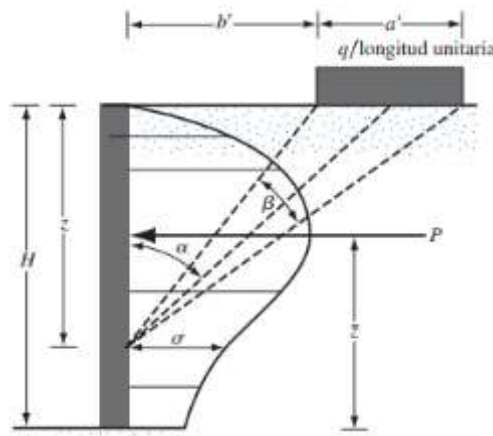
Donde,

$$K_p = \frac{\sin^2 (\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \sin (\beta + \delta') \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi' + \delta') \sin (\phi' + \alpha)}{\sin (\beta + \delta') \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 50}$$

Observe que la fuerza pasiva resultante,  $P_p$ , actuará a una distancia  $H/3$  desde el fondo del muro y estará inclinada a un ángulo  $\delta'$  con la normal trazada hasta la cara posterior del muro.

#### III.2.3.4. Presión lateral debido a sobrecarga

En la **Figura 67** se muestra una carga de franja con una intensidad de  $q$ /área unitaria ubicada a una distancia  $b'$  de un muro de altura  $H$ .



**Figura 67.** Presión lateral casada por una carga de franja. Fuente: Modificado de Das (2012)

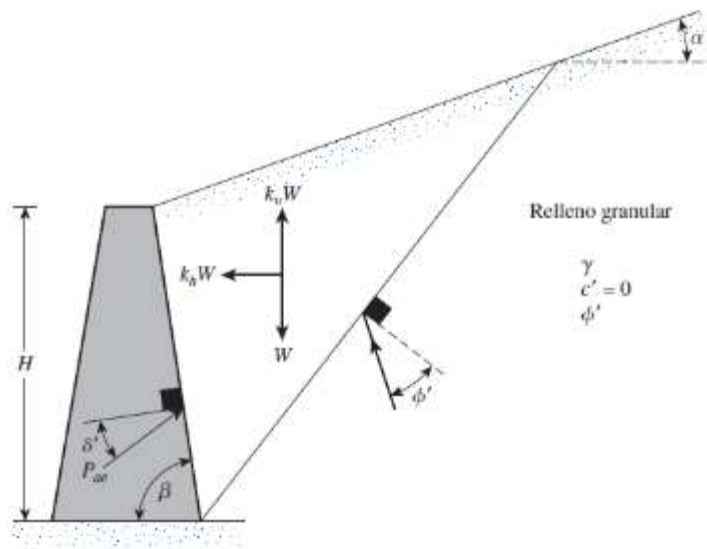


Con base en la teoría de la elasticidad, el esfuerzo horizontal,  $\sigma$ , a cualquier profundidad  $z$  sobre una estructura de retención es:

$$\sigma = \frac{2q}{\pi}(\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad \text{Ecuación 51}$$

### III.2.3.5. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas

La teoría de la presión activa de tierra de Coulomb se puede ampliar para tomar en cuenta las fuerzas ocasionadas por un sismo. En la **Figura 68** se muestra una condición de presión activa con un relleno granular ( $c' = 0$ ).



**Figura 68.** Presión activa en condición sísmica. Fuente: Modificado de Das (2012)

Se observa que las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla del suelo son esencialmente las mismas para el caso estático con la adición de  $K_h W$  y  $K_v W$  en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente;  $K_h$  y  $K_v$  se pueden definir como:

$$K_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad \text{Ecuación 52}$$

$$K_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad \text{Ecuación 53}$$

La relación para la fuerza activa por longitud unitaria del muro ( $P_{ae}$ ) se puede determinar con:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae}$$

Ecuación 54

Donde,

$K_{ae}$  = coeficiente de presión activa de tierra

$$= \frac{\sin^2 (\phi' + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin (\beta - \theta' - \delta') \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi' + \delta') \sin (\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin (\beta - \delta' - \theta') \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ecuación 55

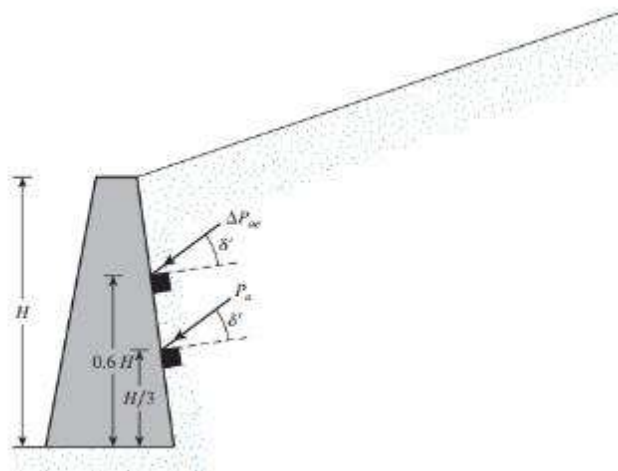
$$\theta' = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$$

Ecuación 56

Finalmente, se determina la diferencia de presiones  $\Delta P_{ae}$ , la cual actúa a una distancia de  $0.6H$  según se puede observar en la **Figura 69**:

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

Ecuación 57



**Figura 69.** Determinación del punto de acción de  $\Delta P_{ae}$ . Fuente: Modificado de Das (2012)

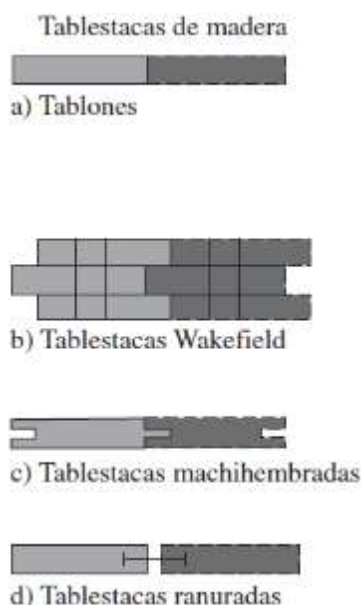
### III.2.4. Tipos de tablestacas, equipos y métodos de construcción

#### III.2.4.1. Tipos de tablestacas

Se presenta una descripción general de los tipos de materiales empleados en la construcción de muros tipo pantalla de tablestacas, así como las características más relevantes de cada tipología.

### 2.3.1.1. *Tablestacas de madera*

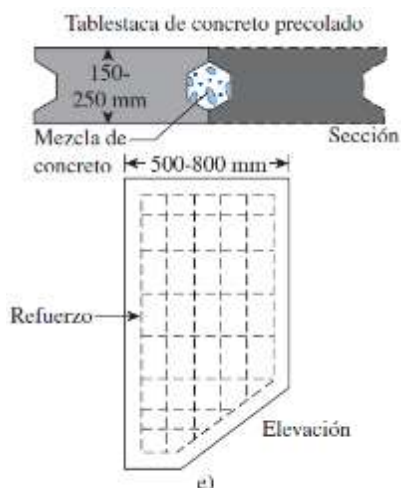
Las tablestacas de madera se utilizan sólo para estructuras ligeras temporales arriba del nivel freático. Los tipos más comunes son los tablones ordinarios de madera y las tablestacas Wakefield. Los tablones de madera tienen una sección transversal aproximada de 50 x 300 mm y se hincan borde con borde. Las tablestacas Wakefield se hacen clavando tres tablones entre sí, con el intermedio desfasado en 50 a 75 mm. Los tablones de madera también se pueden cepillar para formar tablestacas machihembradas, como se muestra en la **Figura 70**:



**Figura 70.** Tablestacas de madera. Fuente: Modificado de Das (2012)

### 2.3.1.2. *Tablestacas de concreto*

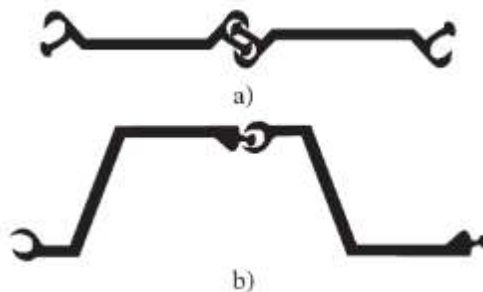
Las tablestacas de concreto prefabricado son pesadas y se diseñan con refuerzos para soportar los esfuerzos permanentes a los que se someterá después de la construcción y también para tomar los esfuerzos producidos durante la construcción. En sección transversal, estas tablestacas tienen un ancho aproximado de 500 a 800 mm y un espesor de 150 a 250 mm. La **Figura 71** muestra un diagrama esquemático de la elevación y de la sección transversal de una tablestaca de concreto reforzado:



**Figura 71.** Tablestacas de concreto. Fuente: Modificado de Das (2012)

#### 2.3.1.3. Tablestacas de acero

Las tablestacas de acero tienen un espesor aproximado de 10 a 13 mm. Las secciones europeas pueden ser más delgadas y más anchas. Las secciones de las tablestacas pueden ser en Z, de arco profundo, de arco bajo o de alma recta. Las interconexiones de las secciones de las tablestacas tienen forma machihembrada o de rótula para conexiones herméticas. La **Figura 72** muestra tablestacas tipo z y el tipo de junta machihembrada:



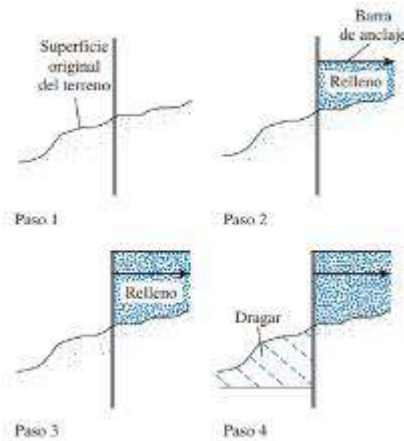
**Figura 72.** Tablestacas de acero. Fuente: Modificado de Das (2012)

#### 2.3.1.4. Construcción de muros de tablestacas

En la construcción de muros de tablestacas, la tablestaca se puede hincar en el terreno y luego el relleno se coloca en el lado de tierra, o bien la tablestaca se puede hincar primero en el terreno y el suelo frente a ella se puede dragar. En cualquier caso, el suelo utilizado para rellenar detrás del muro de tablestacas suele ser granular. El suelo debajo de la línea de dragado puede ser arenoso o arcilloso. A la superficie del suelo en el lado de agua se le

refiere línea de dragado. La **Figura 73** resume esquemáticamente los pasos generales para la ejecución de una tablestaca, para la cual se draga el lado agua:

- Paso 1. Se hincan las tablestacas.
- Paso 2. Se rellena hasta el nivel del ancla y se coloca el sistema de anclaje.
- Paso 3. Se rellena hasta la parte superior del muro.
- Paso 4. Se draga el lado frontal del muro.



**Figura 73.** Secuencia de ejecución de muro con tablestacas. Fuente: Modificado de Das (2012)

### **III.2.5. Diseño geotécnico de muros pantalla**

#### **III.2.5.1. Generalidades**

Los muros pantalla son estructuras de contención que reciben directamente el empuje del terreno y lo soportan mediante el empotramiento de su pie y mediante eventuales anclajes próximos a su cabeza.

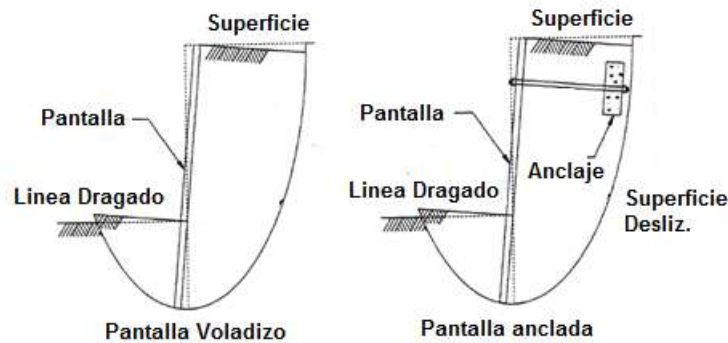
Son ejemplos típicos de estas estructuras los muelles de tablestacas hincadas o los muros de contención formados por pantallas continuas de concreto reforzado o por pilotes próximos.

Los muelles (o los muros) formados por recintos de tablestacas son un caso especial, ya que participan del carácter de las pantallas flexibles en algunos aspectos locales, aunque en el conjunto también tienen aspectos en común con los muros de gravedad.

#### **III.2.5.2. Modos de falla**

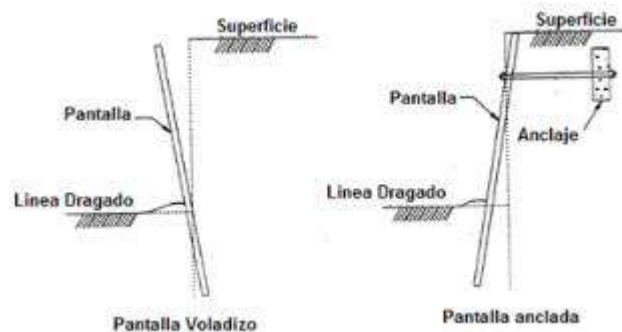
Las cargas que inciden sobre un muro de tablestacas tienden a producir una variedad de potenciales modos de falla. Estos modos de falla se presentan a continuación:

- a) **Falla profunda:** una potencial falla rotacional de la masa de suelo completa conteniendo una pantalla en voladizo o anclada. Es independiente de las características estructurales de la pantalla. La aceptación del sistema (por ejemplo factor de seguridad) contra este modo de falla debe ser obtenido mediante un análisis de estabilidad convencional. En la **Figura 74** se ilustra este modo de falla:



**Figura 74.** Modos de falla profunda. Fuente: Modificado de USACE (1994)

- b) **Falla rotacional debido a una inadecuada penetración:** el suelo lateral y/o la presión de agua aplicada al muro tiende a causar una rotación de cuerpo rígido de una pantalla en voladizo o anclada. Este tipo de falla es prevenida mediante una adecuada penetración de la pantalla en un muro en voladizo o por una adecuada combinación de penetración y posición del anclaje para una pantalla anclada. En la **Figura 75** se ilustra este modo de falla:

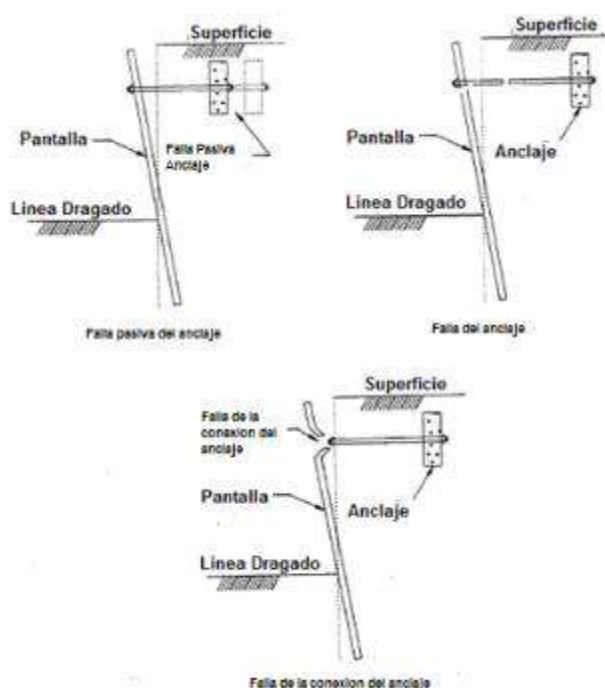


**Figura 75.** Modos de falla por inadecuada penetración de la pantalla. Fuente: Modificado de USACE (1994)

- c) **Otros modos de falla:** se refiere al sobre esfuerzo de la pantalla o del anclaje en el caso de pantallas ancladas. En la **Figura 76** se ilustra este modo de falla:



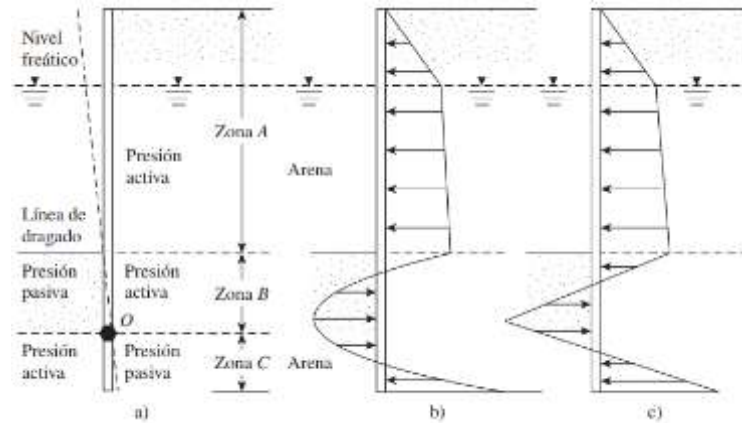
**Figura 76.** Modo de falla estructural de la pantalla Fuente: Modificado de USACE (1994)



**Figura 77.** Modo de falla del anclaje. Fuente: Modificado de USACE (1994)

### III.2.5.3. Diseño geotécnico de tablestacas en voladizo en arenas

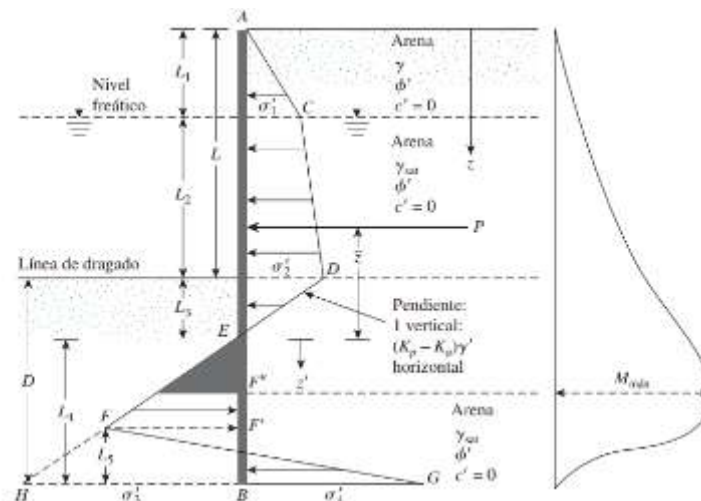
Los muros de tablestacas en voladizo suelen recomendarse para muros de altura moderada de aproximadamente 6 m o menor, medida arriba de la línea de dragado. Se analiza aquí el caso relacionado a tablestacas en arenas, puesto que la estratigrafía del proyecto es de esta índole. Los principios básicos para estimar la distribución de la presión lateral neta sobre un muro de tablestacas en voladizo se explican basándose en la **Figura 78**:



**Figura 78.** Tablestaca en voladizo que penetra arena. Fuente: Modificado de Das (2012)

Debido a que a las presiones hidrostáticas a cualquier profundidad en los dos lados del muro se cancelan entre sí, sólo se consideran las presiones laterales efectivas del suelo. En la zona A, la presión lateral es la presión activa del lado de tierra. En la zona B, debido a la naturaleza de cedencia del muro, habrá una presión activa del lado de tierra y una presión pasiva del lado de agua. La condición se invierte en la zona C; es decir, debajo del punto de rotación, O. La distribución de la presión neta real sobre el muro es como la que se muestra en la **Figura 78b**. Sin embargo, para fines de diseño, en la **Figura 78c** se muestra una versión simplificada.

Con el fin de desarrollar las relaciones para la profundidad adecuada de empotramiento de tablestacas hincadas en un suelo granular, se presenta la **Figura 79**:



**Figura 79.** Tablestaca en voladizo – Variación del diagrama de presión neta. Fuente: Modificado de Das (2012)



El suelo retenido por las tablestacas arriba de la línea de dragado también es arena. El nivel freático está a una profundidad  $L_1$  debajo de la parte superior del muro.

La intensidad de la presión activa a una profundidad  $z = L_1$  es:

$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a \quad \text{Ecuación 58}$$

Donde,

$K_a$  = coeficiente de presión activa

$\gamma$  = peso específico del suelo arriba del nivel freático

De manera similar, la presión activa a una profundidad  $z = L_1 + L_2$  (es decir, al nivel de la línea de dragado) es:

$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \quad \text{Ecuación 59}$$

Donde,

$\gamma' = \text{peso específico efectivo del suelo} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$

Para determinar la presión lateral neta debajo de la línea de dragado hasta el punto de rotación, O, como se muestra en la **Figura 78a**, se debe considerar la presión pasiva que actúa desde el lado izquierdo (el lado de agua) hacia el lado derecho (el lado de tierra) del muro y también la presión activa que actúa desde el lado derecho hacia el izquierdo del muro. Para esos casos, ignorando la presión hidrostática de los dos lados del muro, la presión activa a la profundidad  $z$  es:

$$\sigma'_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] K_a \quad \text{Ecuación 60}$$

Adicionalmente, la presión pasiva a la profundidad  $z$  es:

$$\sigma'_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) K_p \quad \text{Ecuación 61}$$

Donde,

$K_p$  = coeficiente de presión pasiva

Combinando las ecuaciones 8 y 9 se obtiene que la presión neta lateral es:

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma'_a - \sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a - \gamma'(z - L_1 - L_2) (K_p - K_a) \\ &= \sigma'_2 - \gamma'(z - L) (K_p - K_a) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 62}$$

Donde,

$L = L_1 + L_2$

La presión neta,  $\sigma'$  es igual a cero a una profundidad  $L_3$  debajo de la línea de dragado, por lo tanto:

$$(z - L) = L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad \text{Ecuación 63}$$

La ecuación anterior indica que la pendiente de la distribución de la presión neta (línea DEF) es 1 vertical a  $(K_p - K_a)$  y horizontal, por lo tanto, en el diagrama de presión:

$$\sigma'_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma' \quad \text{Ecuación 64}$$

En el fondo de la tablestaca, la presión pasiva,  $\sigma'_p$ , actúa desde el lado derecho hacia el izquierdo y la presión activa lo hace desde el lado izquierdo hacia el derecho de la tablestaca, por lo tanto, en  $z = L + D$ :

$$\sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) K_p \quad \text{Ecuación 65}$$

Así mismo, a esa misma profundidad ( $z = L + D$ ), la presión activa es:

$$\sigma'_a = \gamma' D K_a \quad \text{Ecuación 66}$$

Por lo tanto, determinando la presión neta en el fondo, a partir de las ecuaciones 13 y 14 se tiene que:

$$\sigma'_p - \sigma'_a = \sigma'_4 = \sigma'_3 + \gamma' L_4(K_p - K_a) \quad \text{Ecuación 67}$$

Donde,

$$\sigma'_3 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) \quad \text{Ecuación 68}$$

$$D = L_3 + L_4$$

Ahora se pueden aplicar las ecuaciones básicas de la estática para el equilibrio del muro,  $\Sigma$  Fuerzas Horizontales = 0 y  $\Sigma$  Momentos en B = 0.

De la sumatoria de fuerzas horizontales, área del diagrama de presiones  $ACDE$  – área de  $EFHB$  + área de  $FHBG$  = 0, se obtiene que:

$$P - \frac{1}{2}\sigma'_3 L_4 + \frac{1}{2}L_5(\sigma'_3 + \sigma'_4) = 0 \quad \text{Ecuación 69}$$

Donde,

$P$  = área del diagrama de presión  $ACDE$

Ahora, al tomarse momentos respecto al punto B, se obtiene que:

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2}L_a\sigma'_3\right)\left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2}L_3(\sigma'_3 + \sigma'_4)\left(\frac{L_5}{3}\right) = 0$$

**Ecuación 70**

Realizando la combinación de las ecuaciones 12, 14, 16 y 17, y mediante simplificación, se obtiene que:

$$L_4^4 + A_1L_4^3 - A_2L_4^2 - A_3A_4 - A_4 = 0$$

**Ecuación 71**

Donde,

$$A_1 = \frac{\sigma'_5}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

**Ecuación 72**

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

**Ecuación 73**

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + \sigma'_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

**Ecuación 74**

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

**Ecuación 75**

La **Ecuación 63** se puede resolver por tanteos o mediante un método gráfico que permita determinar el valor de D para el cual se logra el equilibrio.

El momento máximo ocurrirá entre los puntos E y F' (ver **Figura 79**). La obtención del momento máximo ( $M_{\text{máx}}$ ) por longitud unitaria del muro requiere determinar el punto de cortante nulo. Para un eje nuevo  $z'$  (con origen en el punto E) para cortante nulo, se determina que:

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}}$$

**Ecuación 76**

$$M_{\text{máx}} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2}\gamma'z'^2(K_p - K_a)\right]\left(\frac{1}{3}\right)z'$$

**Ecuación 77**

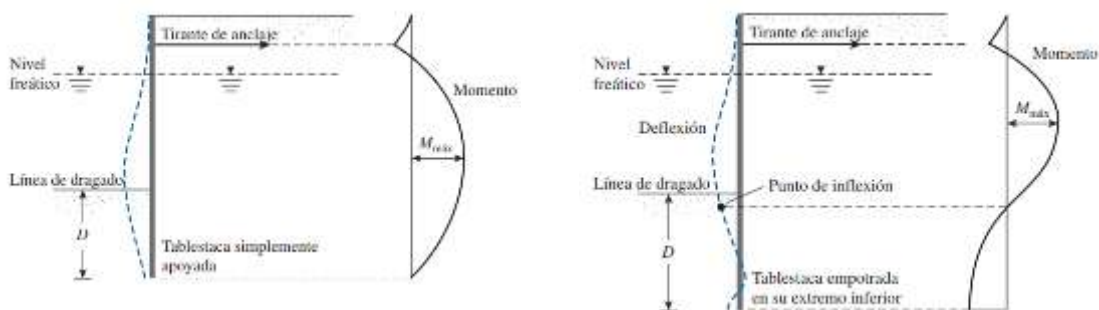
### III.2.6. Diseño geotécnico de tablestacas ancladas en arenas

#### III.2.6.1. Generalidades

Cuando la altura del material de relleno detrás de un muro de tablestacas en voladizo excede aproximadamente 6 m, resulta más económico anclar el muro cerca de su parte superior a placas de anclaje, muros de anclaje o pilotes de anclaje.

Los anclajes minimizan la profundidad de penetración requerida por las tablestacas y también reducen su área de la sección transversal y el peso de las tablestacas necesarias para la construcción del muro.

Los dos métodos básicos de diseño de muros de tablestacas son el método de apoyo simple en la tierra y el método de apoyo empotrado en la tierra. La **Figura 80** muestra el comportamiento de la deflexión en ambos métodos:



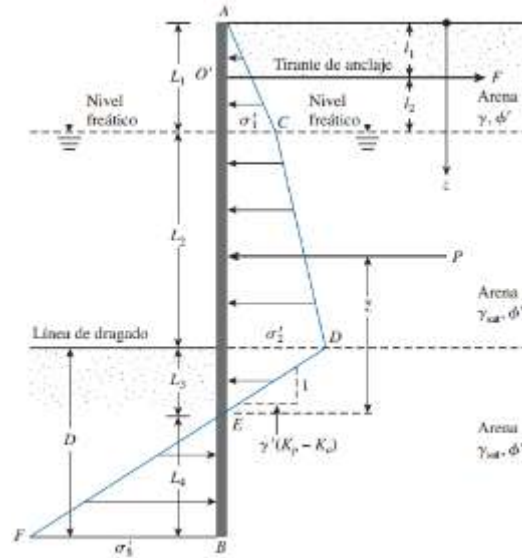
**Figura 80.** Tablestaca anclada – método de apoyo simple y método de apoyo empotrado.

Fuente: Modificado de Das (2012)

El método de apoyo simple en la tierra comprende una profundidad de penetración mínima. Debajo de la línea de dragado, no existe un punto pivote para el sistema estático.

#### III.2.6.2. Método de apoyo simple – penetración en arenas

En la **Figura 81**, se muestra un muro de tablestacas ancladas con un relleno de suelo granular; el muro se hincó en suelo granular. El tirante que conecta la tablestaca y el ancla se ubica a una profundidad  $l_1$  debajo de la parte superior del muro de tablestacas.



**Figura 81.** Diagrama de presiones – Tablestaca anclada en arenas. Fuente: Modificado de Das (2012)

El diagrama de presiones por encima de la línea de dragado es similar al mostrado en la figura 4.

A una profundidad  $z = L_1$ ,  $\sigma_1 = \gamma L_1 K_a$  y en  $z = L_1 + L_2$ ,  $\sigma_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$ . Debajo de la línea de dragado, la presión neta será cero en  $z = L_1 + L_2 + L_3$ . La relación para  $L_3$  se da por la siguiente ecuación:

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad \text{Ecuación 78}$$

En  $z = L_1 + L_2 + L_3 + L_4$ , la presión neta está dada por:

$$\sigma'_4 = \gamma'(K_p - K_a)L_4 \quad \text{Ecuación 79}$$

Para el equilibrio del muro,  $\Sigma$  Fuerzas Horizontales = 0 y  $\Sigma$  Momentos en  $O' = 0$  (punto a nivel del anclaje). Área del diagrama de presión ACDE – área de EBF –  $F = 0$ , con  $F$  = tensión en el anclaje por metro de muro:

$$F = P - \frac{1}{2}[\gamma'(K_p - K_a)]L_4^2 \quad \text{Ecuación 80}$$

Donde,

$P$  = área del diagrama de presión ACDE

Tomando momentos respecto a  $O'$ , se tiene que:

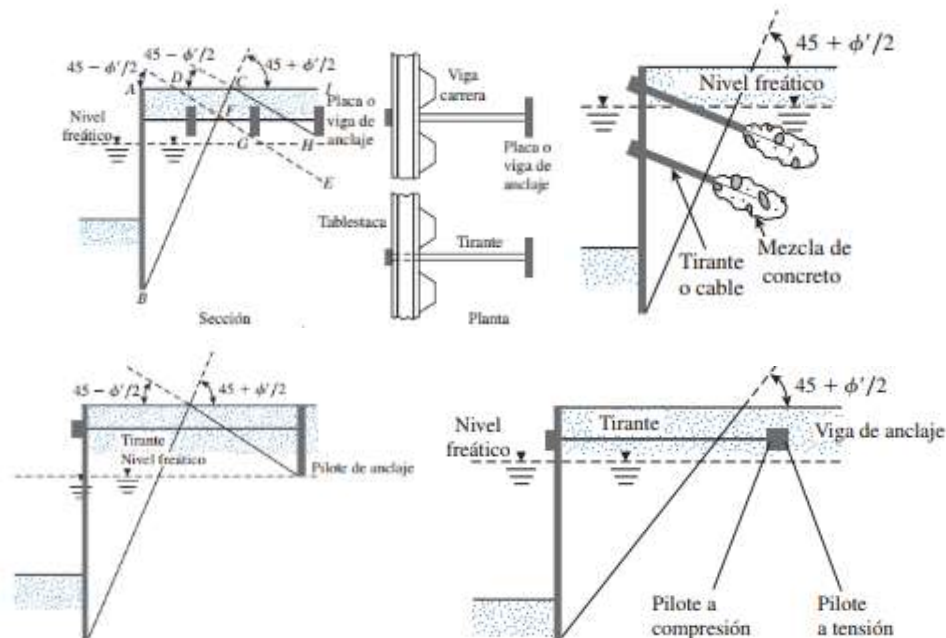
$$L_3^3 + 1.5L_4^2(L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + L_1)]}{\gamma'(K_p - K_u)} = 0 \quad \text{Ecuación 81}$$

El momento máximo teórico al que se someterá la tablestaca ocurre a una profundidad  $z = L_1$  y  $z = L_1 - L_2$ . La profundidad  $z$  para cortante cero y de aquí para momento máximo se puede evaluar a partir de:

$$\frac{1}{2}\sigma'_1 L_1 - F + \sigma'_1(z - L_1) + \frac{1}{2}K_a \gamma'(z - L_1)^2 = 0 \quad \text{Ecuación 82}$$

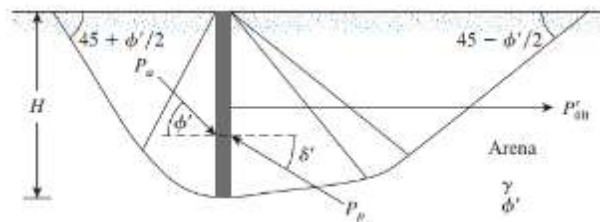
### III.2.7. Diseño geotécnico de anclajes en muros pantalla

Según se explica en Das (2012), las placas y vigas de anclaje están por lo general hechas de bloques de concreto precolado. Las anclas se conectan a la tablestaca por medio de tirantes. Una viga longitudinal se coloca en la cara frontal o en la posterior de las tablestacas para fines de colocar convenientemente el tirante en el muro. A fin de proteger al tirante de la corrosión, generalmente se recubre con pintura o materiales asfálticos. En la construcción de tirantes, se colocan barras o cables en agujeros pretaladrados con una mezcla de concreto (los cables suelen ser tendones de acero presforzado de alta resistencia). En la **Figura 82** se muestra una tablestaca vertical y una viga de anclaje con pilotes inclinados.



**Figura 82.** Tipos de anclas en muros de tablestacas. Fuente: Modificado de Das (2012)

La resistencia que presentan las placas y vigas de anclaje se deriva principalmente de la fuerza pasiva del suelo ubicado frente a éstas. Según se aprecia en la **Figura 82**, en la que AB es el muro de tablestacas, se muestra la mejor ubicación para máxima eficiencia de una placa de anclaje. Si el ancla se coloca dentro de la cuña ABC, que es la zona activa de Rankine, no proporcionará ninguna resistencia a la falla. De manera alternativa, el ancla se podría colocar en la zona CFEH. Observe que la línea DFG es la línea de deslizamiento para la presión pasiva de Rankine. Si la parte de la cuña pasiva se ubica dentro de la cuña activa ABC, no se puede generar toda la resistencia pasiva del ancla a falla de muro de tablestacas. Sin embargo, si el ancla se coloca en la zona ICH, la zona pasiva de Rankine en frente de la losa o placa de anclaje se ubica completamente fuera de la zona activa de Rankine ABC. En este caso, se puede generar toda la resistencia pasiva del ancla. Según se muestra en la **Figura 83**, la carga que resiste un bloque de anclaje continuo  $P'_{ult}$ :



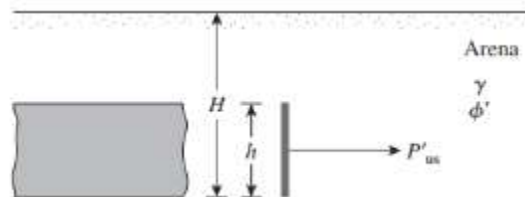
**Figura 83.** Ancla con bloque continuo. Fuente: Modificado de Das (2012)

Se determina la cagara resistente mediante la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} P'_{ult} &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \delta' - P_a \cos \phi' = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \delta' - \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \cos \phi' \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_p \cos \delta' - K_a \cos \phi') \end{aligned}$$

**Ecuación 83**

No obstante, en la práctica se presenta que el bloque de anclaje es colocado a una excavación según sea requerido constructivamente:



**Figura 84.** Geometría de bloque de anclaje en excavación. Fuente: Modificado de Das (2012)

Por lo tanto,  $P'_{us}$  se determina como:

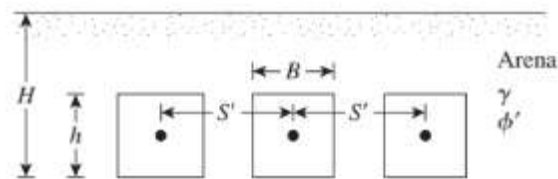
$$P'_{us} = \left[ \frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left( \frac{H}{h} \right)} \right] P'_{ult} \uparrow$$

**Ecuación 84**

Donde,

$C_{ov} = 19$  para arena densa y 14 para arena suelta

Finalmente, en la práctica constructiva se generan bloques de anclaje independiente para cada ancla:



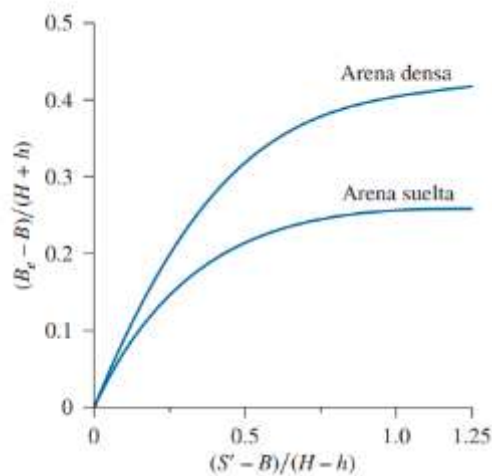
**Figura 85.** Geometría de bloque de anclaje independiente. Fuente: Modificado de Das (2012)

Para lo cual la carga de arrancamiento se determina como:

$$P_{ult} = P'_{us} B_e$$

**Ecuación 85**

Donde,  $B_e$  es la longitud equivalente y se determina de la siguiente curva:



**Figura 86.** Determinación del parámetro  $B_e$  – Longitud equivalente. Fuente: Modificado de Das (2012)



### **III.2.8. Fenómeno de licuación**

#### **III.2.8.1. Generalidades**

El fenómeno de licuación es la pérdida temporal de resistencia y rigidez de un depósito de suelos granulares, no arcillosos, saturados, poco densos, producida por el paso de ondas sísmicas.

Entre los principales factores que participan, modifican y condicionan las características de licuación de suelos se pueden mencionar los siguientes:

- Características del sismo: La posibilidad de ocurrencia de licuación o susceptibilidad de un depósito de suelo depende de los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, los cuales son proporcionales a las aceleraciones. Para una misma magnitud sísmica, la susceptibilidad disminuye con la distancia epicentral y para una distancia epicentral fija, la susceptibilidad a la licuación aumenta con la magnitud, así como con el tiempo de duración de la fase más energética del movimiento (número de ciclos de carga). Densidad o compacidad relativa: La susceptibilidad a la licuación es menor cuanto mayor sea compacidad relativa.
- Granulometría: Las arenas son más susceptibles a la licuación cuanto más finas y uniformes.
- Estratigrafía del depósito: la posibilidad de ocurrencia de la licuación es mayor cuanto menos estratificado es el suelo.
- Estructura interna del suelo: Cuanto más estable por su granulometría, compacidad y forma de granos, menor la susceptibilidad a la licuación.
- Plasticidad: la susceptibilidad a la licuación es menor entre mayor sea el contenido de finos plásticos. - Permeabilidad: susceptibilidad a la licuación de un depósito es menor cuanto mayor sea su permeabilidad.
- Grado de saturación: La susceptibilidad a la licuación de un suelo granular aumenta con el grado de saturación.

#### **III.2.8.2. Metodologías de análisis**

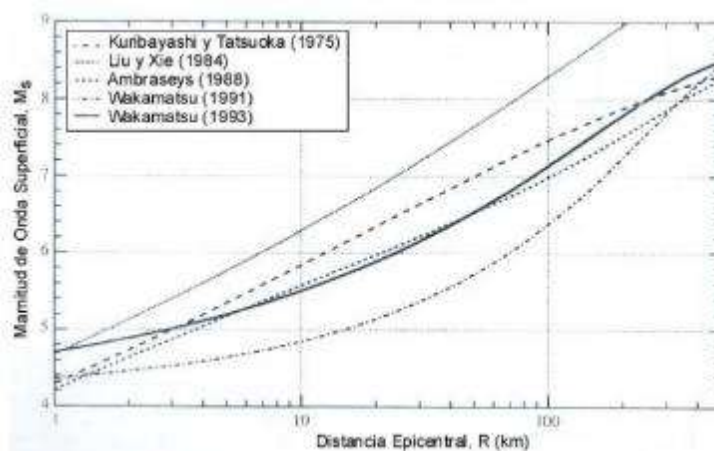
Varios métodos se han propuesto para la predicción del potencial de licuación; estos se clasifican en Grado 1, 2 y 3, según el nivel de detalle que se alcance. A continuación se ha referencia a los métodos de Grado 3, que son empleados para la determinación del potencial de licuación en el presente trabajo.

### III.2.8.3. Métodos de grado 1

Se clasifican dentro de Grado 1 las metodologías basadas en el estudio de las zonas donde ha ocurrido licuación en terremotos pasados. A continuación, se describen algunas de ellas.

#### Valoración de la máxima extensión susceptible a licuación

Criterio de Magnitud – Máxima distancia: Compara la distancia desde el epicentro al sitio más lejano donde se presentó el fenómeno de licuación, con la magnitud del sismo. Entre ellos se encuentran Kuribayashi y Tatsuka (1975), Liu y Xie (1984), Ambraseys (1988) y Wakamatsu (1991). En la **Figura 87** se comparan estos criterios:



**Figura 87.** Distancia desde el epicentro hasta el sitio más lejano donde ocurrió licuación.

Fuente: Modificado de Vargas (2012)

#### Estimación de la susceptibilidad a la licuación basado en el análisis de datos existentes

Criterios geológicos y geomorfológicos: Localidades donde ha ocurrido licuación en el pasado se consideran como áreas potenciales, por lo que se puede crear una zonificación dibujando mapas que muestren donde se ha presentado el fenómeno de licuación. En particular, si se establece una correlación entre los sitios donde ha ocurrido licuación con criterios geológicos y geomorfológicos, se puede inferir áreas susceptibles a licuación. Por ejemplo Iwasaki et al. (1982), analizando terremotos históricos de Japón, desarrolló el criterio listado en el **Cuadro 27**:

**Cuadro 27.** Criterio de Iwazaki para evaluar el potencial de licuación

Rango	Unidad Geomorfológica	Potencial de Licuación
A	Depósitos recientes y antiguos de ríos, pantanos, tierras que han sido inundadas, tierras bajas entre dunas.	Probabilidad alta
B	Abanicos, llanuras de inundación, dunas de arena, playas y otras planicies.	Posibilidad
C	Terrazas, colinas, montañas.	Muy baja probabilidad

#### *III.2.8.4. Métodos de grado 2*

Se clasifican dentro de Grado 2 las metodologías basadas en el estudio de las características geológicas y geomorfológicas de un sitio. A continuación, se describen algunas de ellas.

#### **Criterios geológicos y geomorfológicos para evaluar el potencial de licuación**

Los procesos geológicos que acomodan el suelo en distribuciones de tamaño uniforme y los depositan en estado suelto producen depósitos muy susceptibles a la licuación. Por ejemplo, en depósitos fluviales y coluviales saturados es probable que ocurra licuación. A su vez, la susceptibilidad de depósitos antiguos es menor que la de depósitos recientes. Los suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno, aunque la susceptibilidad decrece con la edad dentro del Holoceno. La licuación en depósitos del pre-Pleistoceno es rara. La licuación ocurre en suelos saturados. La susceptibilidad a la licuación disminuye al aumentar la profundidad del nivel freático; los efectos de la licuación son comúnmente observados en lugares donde el nivel freático se encuentra a unos cuantos metros de la superficie, y en sitios donde fluctúa, la amenaza a la licuación también fluctúa.

#### *III.2.8.5. Métodos de grado 3*

Combinando estudios geotécnicos con los métodos descritos para los Grados 1 y 2, se puede alcanzar una gran precisión y detalle del potencial de licuación para cada unidad geológica y geomorfológica.

#### **Procedimiento simplificado de Seed e Idriss**

La resistencia a la licuación puede ser estimada mediante métodos in situ o pruebas de laboratorio inalteradas. El CCCR presenta el procedimiento simplificado de Seed e Idriss

y el criterio Chino para la evaluación de licuación. En seguida se presenta la metodología de Seed e Idriss, que se emplea en este trabajo.

En el método de Seed e Idriss, la razón de esfuerzo cíclico inducido por la propagación de ondas cortantes se estima usando la relación desarrollada por Seed e Idriss en 1971:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} r_d \quad \text{Ecuación 86}$$

Donde,

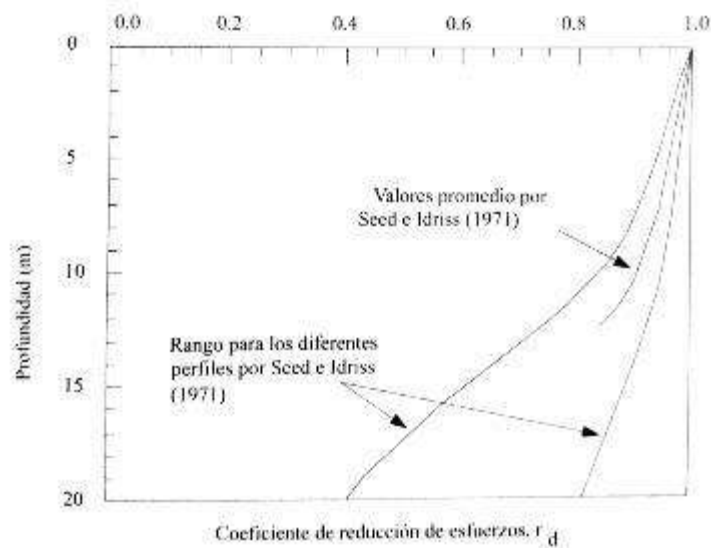
$a_{max}$  = aceleración pico estimada

$g$  = aceleración de la gravedad

$\tau_{av}$  = promedio del esfuerzo cortante cíclico (kPa)

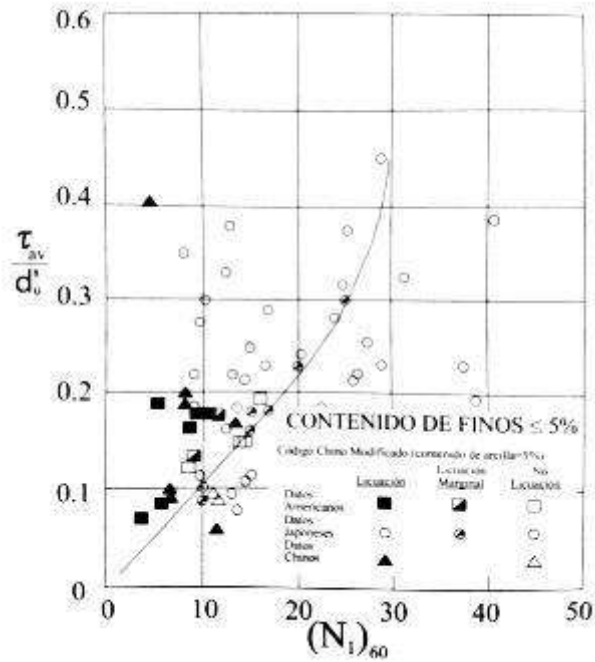
$\sigma'_o$ ,  $\sigma_o$  = esfuerzo efectivo y total a la profundidad considerada (kPa)

$r_d$  = factor de reducción de esfuerzos, cuyo valor es 1 en la superficie y disminuye con la profundidad (**Figura 88**)

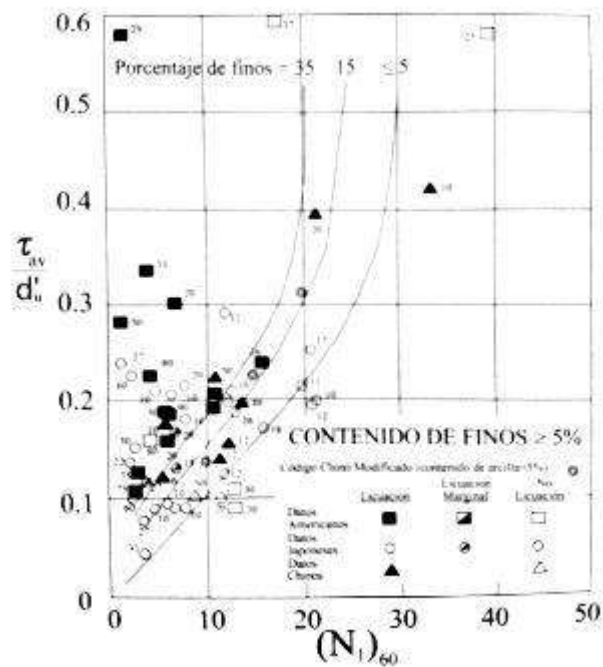


**Figura 88.** Factor de reducción para estimar la variación del esfuerzo cíclico cortante con la profundidad. Fuente: CCCR (2009)

Se requiere la determinación de la resistencia cíclica del depósito de suelo; este se estima a partir de correlaciones empíricas con el valor de  $N_{SPT}$  corregido  $(N_1)_{60}$ . Para realizar dicha estimación se utilizan la **Figura 89** y **Figura 90** de Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) en función de  $(N_1)_{60}$ , para un sismo grado 7.5:



**Figura 89.** Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor  $(N_1)_{60}$  para arenas limpias,  $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009)



**Figura 90.** Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor  $(N_1)_{60}$  para arenas limosas,  $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009)

El factor de seguridad contra licuación,  $F_L$ , está dado por:

$$F_L = \frac{\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma_o}\right)_{1,M=M}}{\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma_o}\right)} \quad \text{Ecuación 87}$$

### Criterio Chino para evaluación de licuación

Establece correlaciones de resistencia a la licuación y el valor N de la prueba de Penetración Estándar SPT, en términos de la resistencia a la penetración crítica,  $N_{crit}$ .

$$N_{crit} = \bar{N} [1 + 0.125(d_s - 3) - 0.05(d_w - 2) - 0.07 p_c] \quad \text{Ecuación 88}$$

Donde  $d_s$  es la profundidad en metros de la capa de arena,  $d_w$  es la profundidad del nivel freático en metros y N es función de la intensidad del terremoto, como se muestra en el **Cuadro 28**. El término  $p_c$  es el porcentaje de arcillas, y representa la influencia del contenido de finos.

**Cuadro 28.** Referencia al valor de número de golpes en el Código Chino

Rango	$\bar{N}$ (golpes/pie)	Aceleración Pico
		(g = aceleración de la gravedad)
VII	6	0.10g
VIII	10	0.20g
IX	16	0.40g

### III.2.9. Modelación numérica en ingeniería geotécnica

#### III.2.9.1. Generalidades del método de elementos finitos

El método de los elementos finitos (MEF) permite obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo, estructura o dominio (cuando es un medio continuo) sobre el que están definidas ciertas ecuaciones diferenciales en forma débil o integral que caracterizan el comportamiento físico del problema dividiéndolo en un número elevado de subdominios no intersectantes entre sí denominados (elementos finito). El conjunto de elementos finitos forma una subdivisión del dominio también denominada discretización.

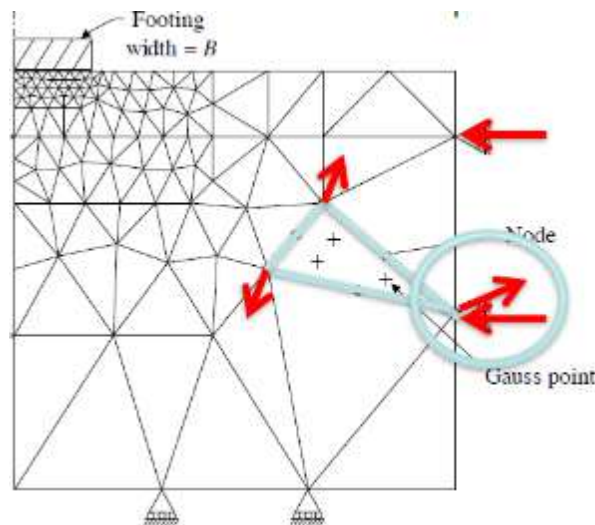
Dentro de cada elemento se distinguen una serie de puntos representativos llamados nodos. Dos nodos son adyacentes si pertenecen al mismo elemento finito; además, un nodo

sobre la frontera de un elemento finito puede pertenecer a varios elementos. El conjunto de nodos considerando sus relaciones de adyacencia se llama malla.

Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para discretización del dominio en elementos finitos. La generación de la malla se realiza usualmente con programas especiales llamados generadores de mallas, en una etapa previa a los cálculos que se denomina pre proceso.

Toda la información del modelo se la transmiten entre los diferentes elementos mediante los nodos. Es decir, si los nodos no son comunes o no están relacionados de alguna manera, aunque ocupen la misma posición no habrá transferencia de información.

De acuerdo con estas relaciones de adyacencia o conectividad se relaciona el valor de un conjunto de variables incógnitas definidas en cada nodo y denominadas grados de libertad. El conjunto de relaciones entre el valor de una determinada variable entre los nodos se puede escribir en forma de sistema de ecuaciones lineales (o linealizadas). La matriz de dicho sistema de ecuaciones se llama matriz de rigidez del sistema. El número de ecuaciones de dicho sistema es proporcional al número de nodos y al número de grados de libertad de cada nodo.

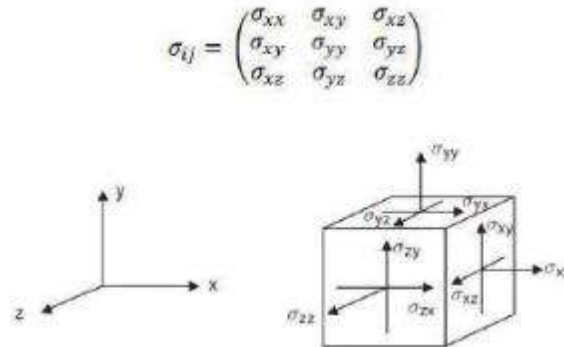


**Figura 91.** Ejemplo de una malla de elementos finitos Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### **Deformación plana y axil simétrica**

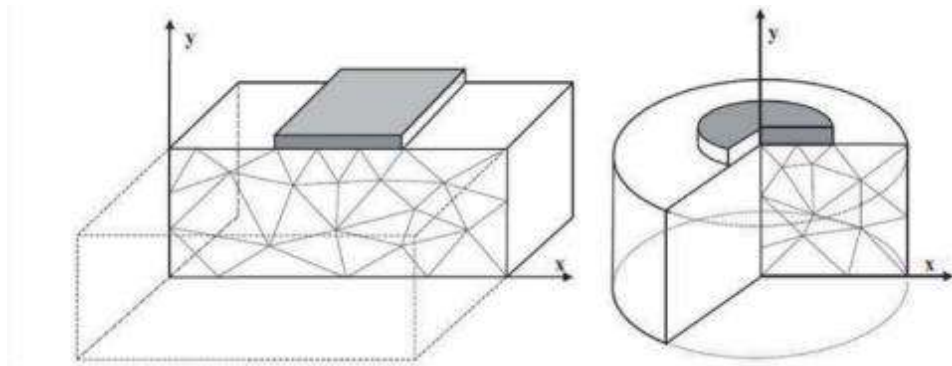
El comportamiento del suelo suele analizarse como un elemento tri fase, donde se estudia tanto el comportamiento del esqueleto sólido, como el de los fluidos (aire y agua) existente en sus poros. Atendiendo al estudio del esqueleto sólido (lo que se suele referir como

cálculo en tensiones efectivas), si se considera un comportamiento tridimensional, las tensiones sobre un elemento diferencial se pueden ver como se ilustran la **Figura 92**:



**Figura 92.** Sistema global de coordenadas y convección de signos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

A partir de este planteamiento general tridimensional, se pueden observar tres casos particulares de tensión que suponen una simplificación de las matrices: deformación plana, axilsimetría y tensión plana, la **Figura 93** muestra los casos plantados:



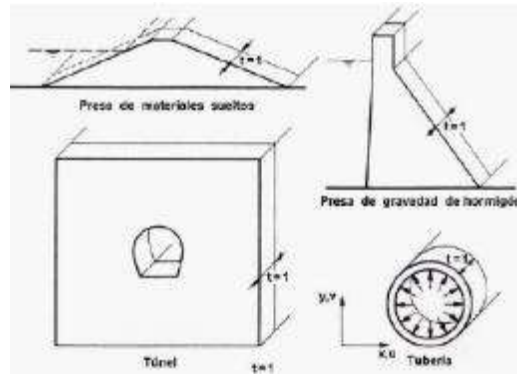
**Figura 93.** Ilustración esquemática del problema de deformación plana y simetría axial  
Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### Deformación plana

Un problema de deformación plana es aquel en que el que una de la dimensiones (longitud) del elemento de estudio es mucho mayor que las otras dos, y sobre ella actúan únicamente cargas uniformemente distribuidas a lo largo de toda la longitud del elemento y están contenidas en plano ortogonales al eje que une los centros de gravedad de las distintas secciones transversales.



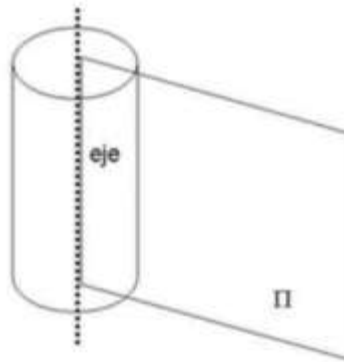
De una forma más intuitiva, un cuerpo en un estado de deformación plana es aquel que se puede analizar descomponiendo el cuerpo en rebanadas idénticas y estudiar sobre cada rebanada la distribución de deformaciones como problema bidimensional usando dos coordenadas para la posición de cada punto sobre cada una de las rebanadas (por ejemplo, una presa en un valle abierto, un túnel en la zona alejada de los emboquilles, una tubería sometida a la presión interior o un muro de gran longitud). La **Figura 94** muestra ejemplos de estructuras que pueden modelarse utilizando el criterio de deformación plana:



**Figura 94.** Aplicación del estado de deformación plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### **Simetría axial o axil simétrica**

La simetría axial, también llamada rotacional, radial o cilíndrica, es una simetría alrededor de un eje en lugar de un plano. En este caso, se deben transformar las coordenadas cartesianas en polares, siendo las tensiones y deformaciones independientes del ángulo  $\theta$  que define el plano  $\Pi$  con respecto a los ejes coordenados cartesianos, como se puede observar en la **Figura 95**:

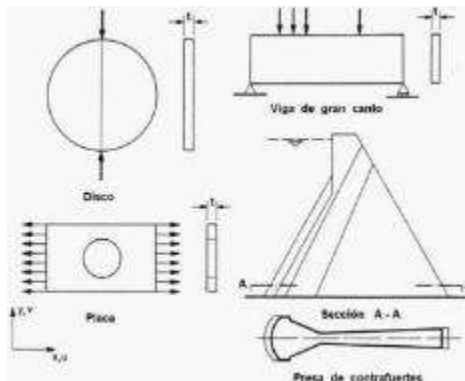


**Figura 95.** Aplicación de estados de simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

Este tipo de simplificación sería aplicable, por ejemplo, al cálculo del comportamiento de un único pilote frente a carga axial, una zapata-losa circular sometida a carga simétrica, un pozo cilíndrico excavado por niveles horizontales, etc.

### Tensión plana

Un problema de tensión plana es aquel en que una de las dimensiones (espesor) del elemento de estudio es mucho menor que las otras dos, y las cargas actúan únicamente en el plano medio del elemento. Ejemplos de este estado tensional pueden ser discos o placas de reducido espesor sometidas a esfuerzos en su plano, vigas de gran canto y cada uno de los contrafuertes de una presa de esta tipología.



**Figura 96.** Aplicación de estados de tensión plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

## III.3. Caracterización del proyecto y modelo geotécnico

### III.3.1. Generalidades

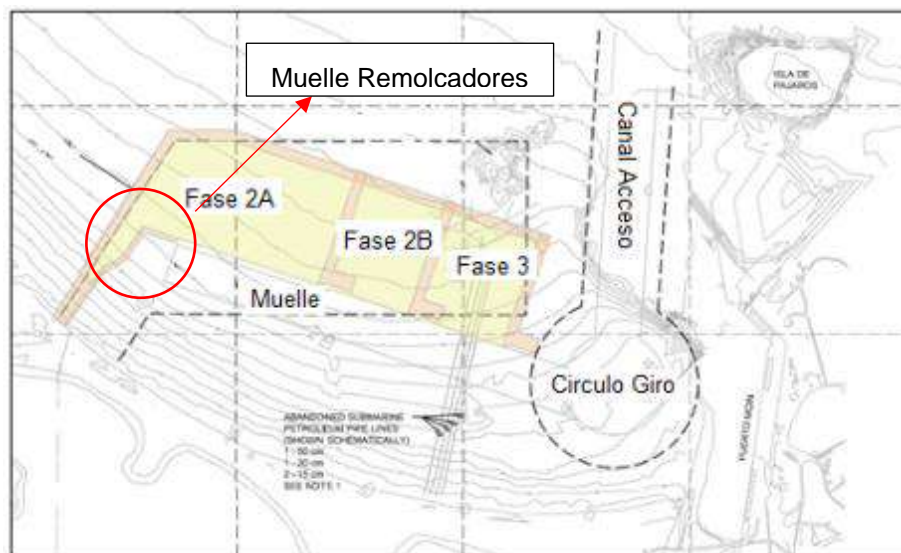
#### III.3.1.1. Descripción general del proyecto

APM Terminals (APMT) tiene previsto desarrollar y construir una terminal de contenedores en Moín, Costa Rica. En agosto del 2011, el Gobierno de Costa Rica firmó un acuerdo de concesión por 33 años con APMT para diseñar, financiar, operar y mantener la Terminal de Contenedores de Moín (TCM).

Hay dos puertos existentes en las cercanías: Puerto Limón y Puerto Moín. La nueva terminal se construirá cerca de Puerto Moín y se construirá en tres fases: Fases 2A, 2B y 3.

La fase inicial (Fase 2A) consiste de cerca de 1500 metros de construcción de rompeolas, dragado y recuperación de tierras, la construcción de 600 m de estructura de muelle, la construcción de aproximadamente 40 hectáreas de terrenos tomados al mar para ser





**Figura 98.** Vista en planta general del proyecto de reclamación. Ubicación del muelle de remolcadores. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)

### **III.3.2. Descripción geológica del sitio**

#### **III.3.2.1. Geología regional**

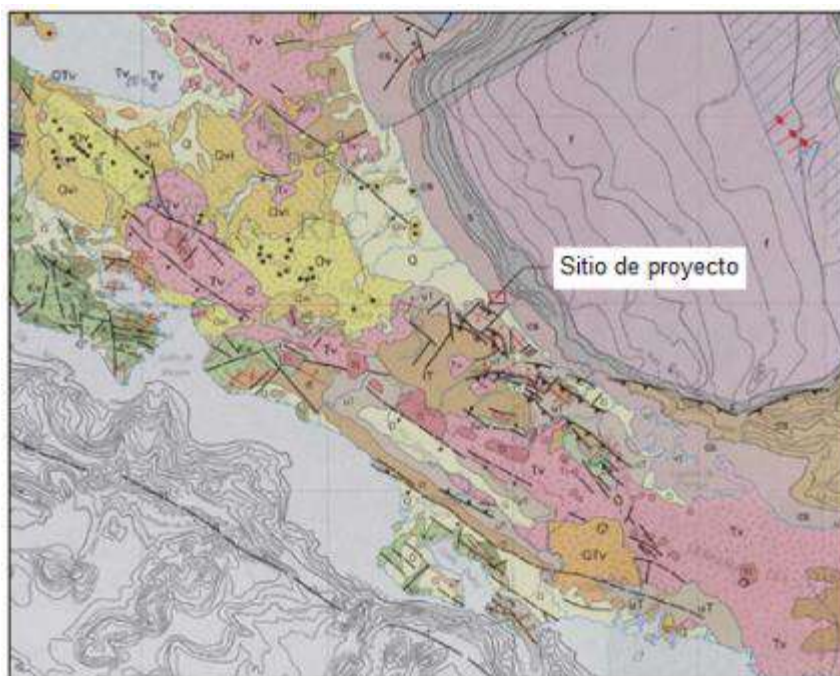
La topografía de Costa Rica es altamente indicativa de procesos tectónicos complejos. Tres placas que interactúan son los motores de los mecanismos principales de la tectónica de la zona de Centroamérica, e incluyen las placas Cocos, Caribe, y Nazca. En el lado del Pacífico de Costa Rica, la placa oceánica Cocos se subduce debajo de la Placa Caribe en la parte noroeste del país, lo que resulta en fosas de subducción a lo largo de la costa oeste, orogénesis y volcanismo en la parte central del país, y fallas corticales a lo largo de todo el país.

La geología de Costa Rica es relativamente joven, con rocas más antiguas de finales del Cretácico, unos 80 millones de años antes del presente. La estructura general consiste de rocas ígneas extrusivas e intrusivas cubiertas con sedimentos marinos y roca volcánica joven que ha sido elevada cuando las placas convergen. El levantamiento resultante de la subducción ha creado cuatro cordilleras (cadenas montañosas) que atraviesan Costa Rica de noroeste a sureste. Listadas de este a oeste, estas cordilleras son Guanacaste, Aguacate, Central y Talamanca. Estas forman el perímetro del Valle Central, donde se encuentra la ciudad capital de San José. La actividad volcánica es frecuente en la parte central del país, como resultado de la subducción de la placa Cocos, con seis volcanes actualmente activos a lo largo de la Cordillera de Guanacaste y la Cordillera Central.

### III.3.2.2. Geología local

El sitio del Proyecto está ubicado en la costa de la provincia de Limón, inmediatamente al noroeste del promontorio Limón mencionado. El principal grupo geológico de esta zona es el grupo Limón, que consiste de cuatro diferentes formaciones del Mioceno inferior al Plioceno (aproximadamente de 2 a 28 Ma), que del más joven al más viejo son: formación Uscan (superior a 3,5 Ma), formación río Banano (3,2 a 3,5 Ma), formación Quebrada Chocolate (3,0 a 3,2 Ma), y formación Moín (1,5 a 3,0 Ma). Durante el Plioceno y el Pleistoceno, la deposición marina se produjo en el área formando aguas poco profundas, salobre y arcillas y areniscas, junto con los depósitos de arrecife. Se prevé que esto es cuando el sedimento que comprende la formación Moín fue depositado.

Los mapas geológicos indican que el sitio del proyecto consiste principalmente en depósitos cuaternarios (Q), muy probablemente a partir de depósitos aluviales y costeros. Por lo general, estos depósitos conciten de sedimentos finos, compuestos de arenas finas, limos y arcillas. La sedimentación del río se considera el origen primario de los depósitos en tierra, mientras que las zonas costeras más cercanas están influenciadas por procesos marinos. La **Figura 99** muestra el mapa geológico de Costa Rica, señalando especialmente el sitio de proyecto:



**Figura 99.** Mapa geológico de la Costa Rica – Sitio de proyecto. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)

No se conoce información acerca de formaciones del lecho de roca en el sitio. Hallazgos de coral/secciones de arrecife han sido reportados en anteriores estudios geotécnicos cerca del rompeolas que rodea el Puerto de Moín y cerca de la isla Pájaros.

### ***III.3.3. Parámetros sísmicos – amenaza sísmica***

El proyecto de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín, cuenta con un estudio de amenaza sísmica particular. Se consultó dicho estudio del cual se resumen los principales resultados obtenidos y aplicables al diseño del muro de tablestacas para el muelle de remolcadores.

Se utilizaron procedimientos probabilísticos y determinísticos de análisis del riesgo sísmico (PSHA y DSHA, respectivamente) fueron utilizados en el estudio para pronosticar los movimientos sísmicos para una condición de referencia de sitio:

- El método probabilístico permite la inclusión explícita de los rangos de las posibles interpretaciones de los componentes del modelo, incluyendo la geometría de la fuente sísmica y los parámetros y ecuaciones predictivas del movimiento telúrico, para estimar los niveles de movimientos sísmicos del suelo en una localización para diferentes probabilidades de ocurrencia. Las incertidumbres en la geometría del modelo y los parámetros se incorporan en el análisis probabilístico mediante el uso de un árbol de lógica que refleja la calidad de la información disponible.
- El método determinístico evalúa el movimiento telúrico en una localización generado por terremotos en fuentes sísmicas cercanas controladoras mediante el uso de ecuaciones predictivas del movimiento telúrico para estimar movimientos sísmicos del suelo, con independencia de la probabilidad de ocurrencia. Puede ser estimado, tanto la mediana (percentil 50) y el percentil 84 de los movimientos sísmicos del suelo de las ocurrencias de sismos máximos en estas fuentes sísmicas controladoras.

El análisis se realizó para una referencia de condición de afloramiento de sitio (outcropping) con una velocidad promedio de ondas cortantes ( $V_s$ ) de 400 m/s (un sitio de suelo rígido) y para los valores espectrales de hasta 3 segundos. El límite de 3 segundos se impuso porque es el período más largo que abarca todos los modelos terrestres de atenuación de movimiento seleccionados. La de referencia de condición de sitio con una velocidad promedio de ondas cortantes de 400 m/s es consistente con el rango de velocidades en el suelo rígido medido durante las exploraciones geotécnicas de campo.

Los resultados del análisis probabilístico se expresan en términos de relaciones entre las amplitudes horizontales de PGA, respuesta espectral de aceleraciones, y las frecuencias anuales de excedencia. Estas relaciones se conocen comúnmente como curvas de riesgo.

Los resultados obtenidos en el estudio indican que el riesgo sísmico en el sitio de Terminal es alto. Las PGA medias horizontales en suelo rígido para periodos de retorno de 72 años y 475 años (que corresponde al 50 por ciento y 10 por ciento de probabilidades de excedencia en 50 años, respectivamente) están alrededor del 0,14g y 0,58g, respectivamente. La media PGA horizontal para el terremoto de 2.475-años (equivalente a una probabilidad de 2 por ciento de excedencia en 50 años) se estima que es 1,12g.

Los espectros de respuesta determinados a partir de los análisis de riesgo específicos de sitio de movimientos sísmicos de suelo, que se resumen en el **Cuadro 29**, fueron comparados con el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR). De conformidad con CSCR2010, el sitio de la Terminal se encuentra en una zona sísmica III, con un período de retorno PGA de 475-años (Terremoto Fuerte) de 0,33g con una clasificación de Sitio de Cimentación S2 (sitio con Vs entre 350 a 760 m/s). Como se puede ver el Código Sísmico de Costa Rica basado en PGA es menor que la correspondiente PGA 475 años calculada en este estudio sísmico específico de sitio. Esto es probablemente debido a la diferencia en cómo las fuentes sísmicas fueron modeladas y los efectos de bloque colgante considerados en el estudio actual.

**Cuadro 29.** Aceleraciones horizontales (5% de amortiguamiento, afloramiento de suelo rígido, Vs = 400 m /s, efectos de directividad rumbo normal). Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)

Períodos, segundo	Valores de aceleración de espectros de respuesta, g			
	72 años	475 años	975 años	2,475 años
PGA	0,14	0,58	0,80	1,12
0,1	0,26	1,13	1,58	2,25
0,2	0,31	1,31	1,86	2,60
0,4	0,24	0,98	1,41	2,10
0,6	0,17	0,74	1,08	1,60
1,0	0,14	0,52	0,79	1,27
2,0	0,09	0,30	0,47	0,79
3,0	0,08	0,22	0,35	0,59

Con base en los resultados de los análisis realizados, el estudio de amenaza sísmica realizado por APM Terminals recomienda los siguientes movimientos sísmicos del suelo para ser adoptados para el diseño de las instalaciones de la Terminal:

- A. Nivel Operativo ante un Terremoto (OLE): un terremoto que corresponde a una probabilidad del 50 por ciento de ser excedido en 50 años o un terremoto con un período de retorno de 72 años.
- B. Nivel de Contingencia ante un Terremoto (CLE): un terremoto que corresponde a una probabilidad del 10 por ciento de ser excedido en 50 años o un terremoto con un período de retorno de 475 años.
- C. Terremoto de Último Nivel (ULE): un terremoto que corresponde a 2/3 de la probabilidad del 2 por ciento de ser excedido por un terremoto en 50 años (o 2/3 de un terremoto con un período de retorno de 2.475 años). Nótese que la ULE también se conoce como el terremoto de diseño a nivel de código (DE).

El comportamiento estructural de estos tres niveles de sacudidas sísmicas debe cumplir los siguientes criterios, basados en los requerimientos de funcionamiento del muelle:

- Debido a un OLE, el muelle no debe tener ninguna interrupción en las operaciones. Las fuerzas y deformaciones OLE, no deberán resultar en daño estructural significativo. Todos los daños, si los hubiere, deben ser superficiales en esencia y localizados, observables visualmente y accesibles. Las reparaciones no deberán interrumpir las operaciones del muelle.
- Debido a un CLE, puede haber una pérdida temporal de las operaciones que deben ser restauradas en pocos meses. Fuerzas y deformaciones CLE, no pueden resultar en comportamientos estructurales inelásticos controladores y deformaciones limitadas permanentes. Todo el daño debe ser reparable y debe ser localizado donde sea visualmente observable y accesible para su reparación.
- Debido a la ULE, las fuerzas y las deformaciones no deberían resultar en el colapso del muelle y el muelle debería ser capaz de soportar los pesos muertos de diseño, además del peso muerto de las grúas. La seguridad de la vida debería ser mantenida.

Con base en el estudio de vulnerabilidad sísmica, específico para este proyecto, la sección del muelle de remolcadores se diseñará utilizando un Nivel Operativo ante un Terremoto (OLE). De acuerdo al **Cuadro 29**, para un periodo de retorno de 72 años se tiene un valor



de aceleración igual a 0.24 g. Este valor será el empleado en los análisis sísmicos y de licuación del muro de tablestacas.

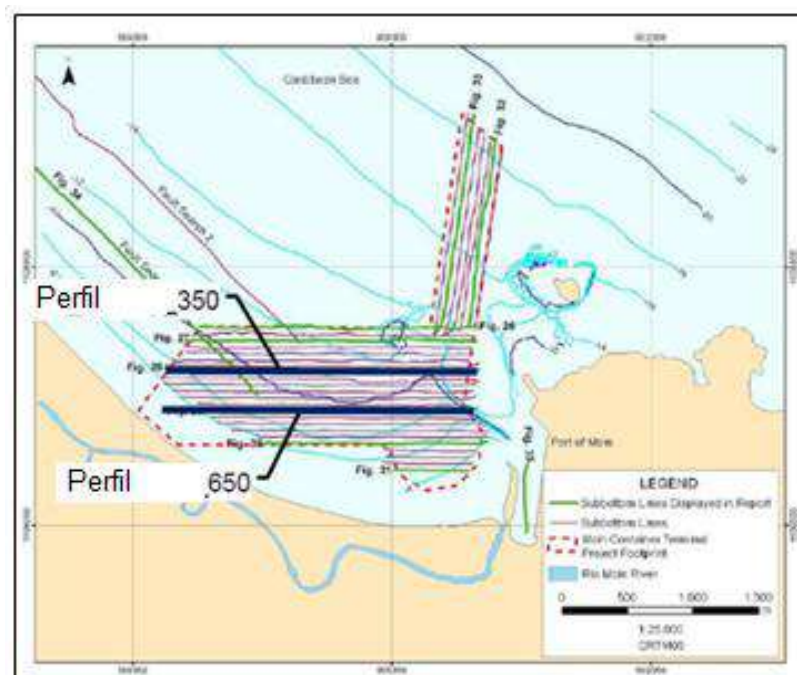
### **III.3.4. Propiedades de los materiales**

#### *III.3.4.1. Investigación geotécnica realizada*

##### III.3.4.1.1. Geofísica

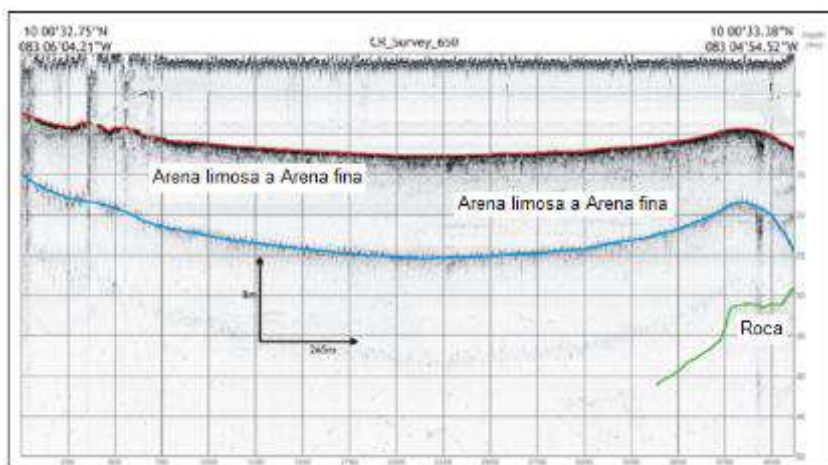
Se elaboró un perfilamiento de alta resolución del subfondo dentro de la huella del sitio del Proyecto. Un perfilador IKB Seistec para el subfondo unido al MV Fairy Bell fue utilizado para recopilar un total de 32 líneas de sondeo, con interlineado de unos 50 m. Todos los datos se corrigieron para la altura y posición usando un punto de referencia en la costa ligado con un sistema de posicionamiento global diferencial (DGPS) por medio de un kinematic (RTK) en tiempo real.

Los resultados del levantamiento incluyeron estimaciones del espesor de la capa superior del suelo y la identificación de las elevaciones rocosas en la parte este del sitio del Proyecto. La siguiente **Figura 100** muestra la ubicación de los perfiles de geofísica dentro del área de la isla:



**Figura 100.** Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: APM Terminals (2016)

La **Figura 101** presenta el perfil geológico obtenido mediante geofísica, justo en el área prevista para la construcción del muelle:



**Figura 101.** Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).

Según se observa en la figura anterior, se estima la ubicación del fondo marido en la cota -10 m, se define una capa de espesor igual a 10 m aproximadamente constante de arena limosa a arena fina.

#### III.3.4.1.2. Exploración geotécnica

El programa de exploración de campo para el proyecto incluyó una investigación geofísica multicanal, perforaciones geotécnicas y sondeos con conos de penetración realizadas en tierra y en altamar, mediciones de velocidad de onda cortante, pruebas presiométricas, SPT y recolección de muestras por arrastre. El siguiente cuadro presenta un resumen general de las actividades y técnicas de investigación geotécnica in situ empleadas:

La **Figura 102** muestra la exploración geotécnica específica realizada para el sitio de muelle de remolcadores:



**Figura 102.** Perforaciones SPT y ensayos CPTu realizados propiamente en la zona de muelle de remolcadores. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).

Para la zona del muelle de remolcadores en específico, se tienen las perforaciones B24-12 y B27-12, así como los ensayos CPT29-12, CPT31-12, CPT10B-12 y CPT09-12.

El **Cuadro 30** resume de manera general la campaña de exploración geotécnica realizada para la TCM y que es fuente de información para el diseño de la tablestaca anclada para el muelle de remolcadores:

**Cuadro 30.** Resumen investigación geotécnica realizada. Fuente: APM Terminals (2016)

Exploración de campo	Numero de exploraciones	Propósito de las exploraciones
Investigación Geofísica	2 perfiles	Levantamientos batimétricos, perfil geofísico y pruebas de chorro.
Perforaciones Geotécnicas	En la costa: 2 En alta mar: 29	Caracterización de la superficie y recolección de muestras perturbadas y no perturbadas para pruebas de laboratorio. Ubicaciones seleccionadas fueron usadas también para mediciones de velocidad de onda cortante y pruebas presiométricas.
Pruebas de Cono de Penetración (con medición de presión de poro)	En la costa: 6 En alta mar: 35	Caracterización subsuelo usando una recogida continua de datos a profundidad.
Pruebas de Velocidad de Onda	En la costa: 6 En alta mar: 4	Medición de velocidad de onda cortante y onda de compresión usando SDMT y en ubicaciones de las perforaciones usando el registro de suspensión.
Pruebas de Penetración Estándar (SPT)	En alta mar: 186	Mediciones de energía del martinete utilizado durante la realización de perforaciones geotécnicas SPT
Pruebas Presiométricas	En alta mar: 14 pruebas en 2 perforaciones	Evaluar en sitio la rigidez, la compresibilidad y la resistencia.

#### *III.3.4.2. Ensayos de laboratorio*

El objetivo del programa de pruebas de laboratorio fue medir las propiedades índice, el comportamiento en consolidación, humedad-densidad, y fuerzas de cortante de las muestras de suelo recogidas en las perforaciones geotécnicas para análisis de ingeniería. Un resumen de las propiedades físico - mecánicas obtenidas se puede consultar en el **Cuadro 31**.

#### **III.3.5. Modelo geotécnico**

##### *III.3.5.1. Generalidades*

A partir de los datos obtenidos de la campaña geotécnica in situ y de laboratorio, se determinó que la estratigrafía se compone de cinco unidades de suelos interpretadas, encontrados en el lugar del Proyecto. Sin embargo, estas unidades de suelo no están distribuidas uniformemente en capas a través del sitio, sino que simplemente representan los diferentes materiales de suelo encontrados. Estas unidades de suelo son las siguientes:

- Unidad de Arena y Limo
- Unidad de Suelo Interestratificado
- Unidad de Arcilla Gruesa
- Unidad de Arena y Grava
- Unidad de Suelo semi rígido

##### *III.3.5.2. Estratigrafía*

###### **III.3.5.2.1. Unidad de suelo arena y limo**

El material predominante encontrado en las exploraciones se componía fundamentalmente de arena gris oscura pobremente graduada (SP) a arena limosa (SM) a limo arenoso (ML). Esta unidad de suelo consistió en limo arenoso (ML) en aguas profundas (profundidades superiores a 12 m) y la transición a una arena pobremente graduada fina (SP), cerca de la costa. En la parte oeste del sitio del Proyecto, el material se vuelve más grueso, la transición de arena de grano fino a arena de grano medio aumenta hacia el oeste del Río Moín. El espesor de esta unidad se observó entre 4 y 10 metros, con una elevación inferior de alrededor de -15 m en toda el área del Proyecto. Es posible que este material esté rutinariamente en un ciclo de ser arrastrado, transportado y depositado por las corrientes marinas cercanas a la costa y la acción de las olas, dando como resultado variaciones estacionales de espesor en toda el área del Proyecto.

#### III.3.5.2.2. Unidad de suelo estratificado

La arena y arena limosa descrita anteriormente transiciona en una zona de interestratificaciones de arena, limo y arcilla. Por lo general, esta unidad consistía en arena limosa interestratificada (SM) a limo (ML) en la parte superior, la transición a una interestratificada de arcilla arenosa (CL) a una arcilla liviana (CL) y arcilla gruesa (CH) con la profundidad. En perforaciones realizadas y CPT realizados a lo largo del sitio, la unidad tenía una gran variabilidad en su elevación de transición y espesor general. A lo largo de la mayor parte del sitio, esta unidad varió en grosor desde 5 a aproximadamente 20 m. Sin embargo, a lo largo del rompeolas oeste, los espesores aumentaron, con algunas exploraciones que muestran que la unidad era de más de 50 m de espesor.

#### III.3.5.2.3. Unidad de arcilla gruesa

En varias perforaciones y CPT a través de todo el sitio una unidad distinta compuesta de alta plasticidad, de grano fino del suelo fue observada. Clasificaciones de campo de este material variaron de arcilla liviana (CL) a arcilla gruesa (CH) a limo elástico (MH), pero las pruebas de laboratorio generalmente clasifican esta unidad como una arcilla gruesa (CH) con poco o nada de arena. El material era generalmente de un color gris oscuro, con variaciones de color café y oliva.

#### III.3.5.2.4. Unidad de arena y grava

Varias perforaciones y CPT identificaron una zona de material de grano grueso en la proximidad del muelle Fase 2A y terrenos de respaldo. Desde las muestras SPT y de núcleo de roca ejecutadas dentro de esta unidad consistieron en arena limosa, arena, grava limosa y grava arcillosa. El espesor típico observado para esta unidad fue de 2 a 9 m, con un promedio de aproximadamente 5 m.

#### III.3.5.2.5. Unidad de suelo semirrígido (mudstone)

Para propósitos de ingeniería la unidad inferior o del sitio del Proyecto consiste en una unidad sedimentaria de suelo semi rígido. Se cree que está experimentando litificación, el proceso en el que el sedimento se convierte en roca sólida a través de procesos naturales de la cementación, cristalización y compactación. No está claro si este suelo rígido se asocia con la formación Moín. Sin embargo, dado que el suelo semi rígido está experimentando litificación, el material encontrado en las perforaciones y sondeos variaron de una arcilla rígida a una roca suave. El suelo semi rígido encontrado en el sitio del Proyecto varía de arcillas semi rígidas a limos semi rígidos a arenas semi rígidas. Este suelo

se puede definir como depósitos de arcilla litificada que exhiben un comportamiento plástico cuando está mojado y son los depósitos más extendidos y abundantes en la Tierra.

### **III.3.6. Características físico - mecánicas de los materiales**

#### **III.3.6.1. Generalidades**

Se presentan en esta sección las propiedades índice, de resistencia y elásticas producto de la campaña geotécnica in situ y pruebas de laboratorio realizadas por el diseñador responsable del proyecto.

Para el presente estudio, no se realizaron ensayos de laboratorio adicionales, todas las propiedades fueron obtenidas de la información generada por APM Terminals.

#### **III.3.6.2. Propiedades índice**

Se presenta en el **Cuadro 31** los resultados promedio obtenidos de los ensayos de contenido de humedad, límite líquido, límite plástico y calificación según el sistema SUCS.

**Cuadro 31.** Resumen propiedades índice de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A.

Fuente: APM Terminals (2016)

<b>Unidad / Estrato</b>	<b><math>\gamma</math> total (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math> seco (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>W (%)</b>	<b>LL (%)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>IP (%)</b>	<b>SUCS</b>
Arena a Arena							
Limosa a Limo Arenoso	17.3	12.3	-	-	-	-	SM
Inter estratificado							
Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	16.9	11.9	45	45	17	28	CL
Arcilla Gruesa	16.7	11.7	47	53	29	24	CH
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	18.9	14.5	-	-	-	-	SM
"Mudstone" Suave	18.0	13	35	80	40	40	-
"Mudstone"	18.0	13	35	80	40	40	-
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	17.3	-	-	-	-	-	-

Unidad / Estrato	$\gamma$ total (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ seco (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
$\gamma_{total}$ : Peso unitario total	LP: Limite plástico						
$\gamma_{seco}$ : Peso unitario seco	IP: Índice de plasticidad						
W: Contenido de humedad natural	SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos						
LL: Limite líquido							

### III.3.6.3. Resistencia al corte

Se presentan en **Cuadro 32** los valores definidos para los parámetros de resistencia al corte. Se presentan parámetros drenados, totales y no drenados. Respecto a la resistencia al corte no drenada,  $S_u$ , se estableció como una relación paramétrica en función del esfuerzo vertical efectivo en sitio ( $S_u / \sigma'_v$ ).

**Cuadro 32.** Resumen de parámetros de resistencia al corte de las unidades de suelo para TCM–Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016)

Unidad / Estrato	Esfuerzos Efectivos		Esfuerzos Totales		Resistencia No Drenada		SPT (N1) <sub>60</sub>  Golpes / 30 cm
	$\Phi'$ (grad)	$c'$ (kPa)	$\Phi_{total}$ (grad)	$c$ (kPa)	$S_u / \sigma'_v$	Min. $S_u$ (kPa)	
Arena a Arena							
Limosa a Limo Arenoso	32	0	-	-	-	-	14
Inter estratificado							
Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	30	0	22	0	0.35	42	7
Arcilla Gruesa	23	0	12.5	5	0.26-0.40	37	5
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	36	-	-	-	-	-	36
“Mudstone” Suave	-	-	-	-	-	170	

Unidad / Estrato	Esfuerzos Efectivos		Esfuerzos Totales		Resistencia No Drenada		SPT (N1) <sub>60</sub> Golpes / 30 cm
	$\Phi'$ (grad)	$c'$ (kPa)	$\Phi_{total}$ (grad)	$c$ (kPa)	$S_u / \sigma'_v$	Min. $S_u$ (kPa)	
"Mudstone"	-	-	-	-	-	400	
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	-	-	-	-	180	-	

$\Phi'$ : Angulo de fricción interna efectiva  $S_u$ : Esfuerzo cortante sin drenar

$\Phi_{total}$ : Angulo de fricción interna total  $S_u / \sigma'_v$ : Relación de esfuerzo cortante sin drenar a esfuerzo efectivo en sitio

$c'$ : Cohesión efectiva

$c$ : Cohesión total

#### III.3.6.4. Parámetros elásticos

Se presentan en el **Cuadro 33** los valores definidos para los elásticos, para cada unidad de suelo definida. Dicho parámetros son esenciales para la realización de una modelación numérica por elemento finito.

**Cuadro 33.** Resumen de parámetros elásticos de las unidades de suelo para TCM – Fase 2A.

Fuente: APM Terminals (2016)

Unidad / Estrato	E (kPa)	$\nu$	Ko
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	10-74	0.27-0.30	0.41
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	2800	0.33	0.50
Arcilla Gruesa	1600	0.45	0.61
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	10-74	0.27-0.30	0.41
"Mudstone"	13200	0.49	0.54
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	114000	0.23	0.50

E: Modulo elástico

$\nu$ : relación de Poisson

Ko: Coeficiente de empuje en reposo



### III.3.6.5. Parámetros de consolidación (capas blandas)

Se presentan en el **Cuadro 34** los valores definidos para los parámetros de consolidación, para cada unidad de suelo definida:

**Cuadro 34.** Resumen de parámetros de consolidación de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016)

Unidad / Estrato	OCR	$e_o$	$C_c$	$C_{re}$	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$C_{vr}$ (cm <sup>2</sup> /s)
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	-	-	-	-	-	-
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	1.46- 1.58	1.11- 1.37	0.14- 0.16	0.007- 0.010	0.0030	0.010- 0.013
Arcilla Gruesa	1.60- 1.62	1.21- 1.38	0.19- 0.26	0.015	0.001- 0.002	0.007
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	-	-	-	-	-	-
“Mudstone” Suave	1.55- 2.66	0.88- 1.04	0.12- 0.55	0.002- 0.046	0.001- 0.003	0.002
“Mudstone”	1.55- 2.66	0.88- 1.04	0.12- 0.55	0.002- 0.046	0.001- 0.003	0.002
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	-	-	-	-	-	-

OCR: relación de sobre consolidación

$e_o$ : Relación de vacíos inicial

$C_{re}$ : Relación de re-compresión

$C_{vr}$ : Coeficiente de Consolidación, re-compresión

$C_{ce}$ : Relación de compresión

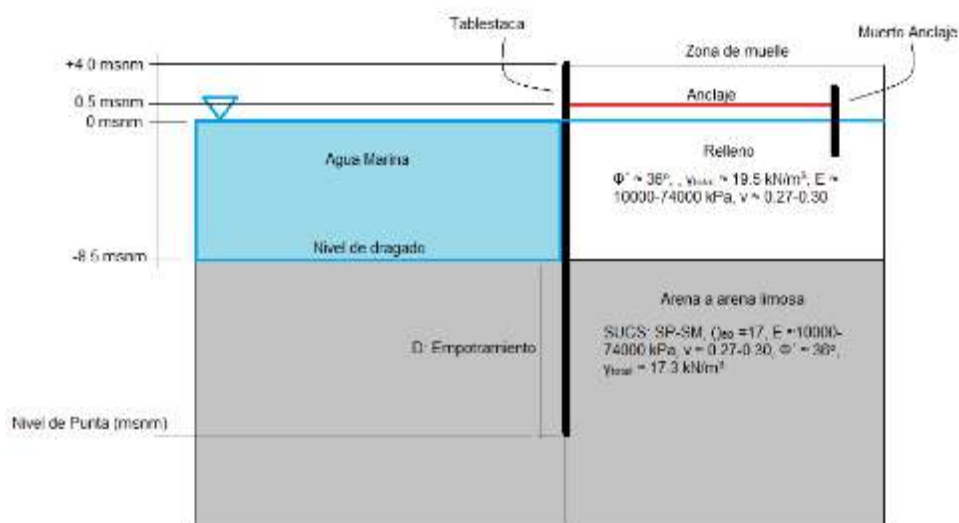
$C_v$ : Coeficiente de Consolidación

### III.3.7. Modelo geotécnico pantalla tablestacas

La **Figura 103** muestra el perfil utilizando las perforaciones y ensayos CPTu más cercanos al área del muelle de remolcadores, que sirven de base para este estudio:



El modelo geotécnico de la obra a diseñar se muestra a detalle en la **Figura 104**, se aprecian los niveles iniciales de entrada:

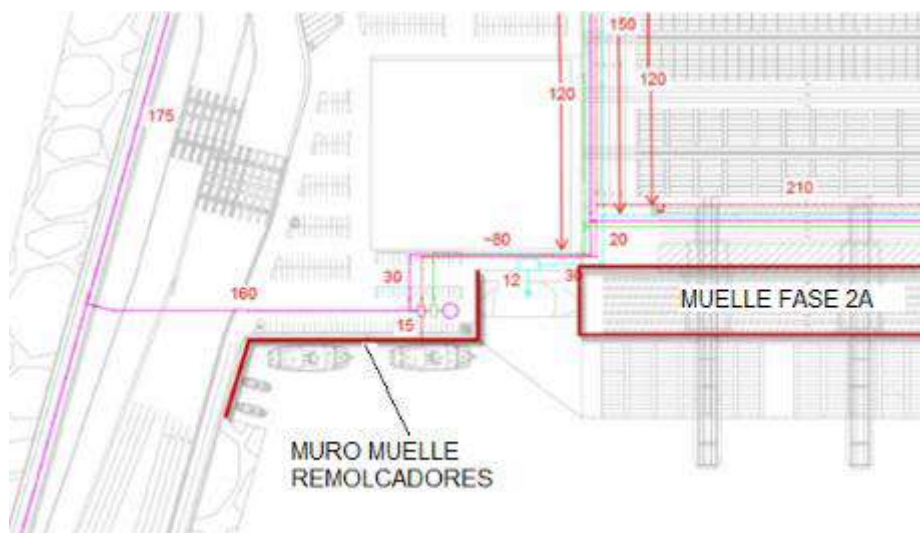


**Figura 104.** Modelo geotécnico muelle de remolcadores

### III.4. Diseño geotécnico de la pantalla de tablestacas

#### III.4.1. Generalidades y justificación

En este capítulo se resumen las recomendaciones de diseño para el muro de tablestaca en la parte sur oeste del proyecto propuesto por APMT para la Terminal de Contenedores en Moín, Costa Rica. Esta pared de tablestaca está adyacente a la estructura propuesta de la Fase 2A del Muelle, como se muestra en la **Figura 105**:



**Figura 105.** Ubicación del muelle de remolcadores. Fuente: modificado de APM Terminals (2016).

Para el diseño de ese muro, se realizó un análisis de posibles soluciones, es claro que en el ámbito portuario la solución típica y de uso extensivo alrededor del mundo es el muro pantalla a base de tablestacas ancladas.

Como se verá en la siguiente sección, el sitio es propenso a licuación, lo que reduce significativamente las opciones a poder emplear.

Un muro típico de gravedad o voladizo podría diseñarse para soportar los empujes del relleno, no obstante son tipología inviables de ejecutar dado que se tendría que construir de manera sumergida, lo que descarta esta opción.

Muros a base de pilotes tangentes o secantes, se podrían emplear, no obstante al tratarse de arenas sumergidas su ejecución lo hace sumamente complejo, elevando el costo del mismo a causa del empleo de encamisado y lodos de perforación como bentonita o polímeros que permitan el no colapso de la excavación.

Con la tablestaca, se evitan todos los inconvenientes anteriores, permite ejecutar excavaciones por etapas y su instalación es relativamente sencilla en medio arenosos. No se ve afectada por la presencia del mar o nivel freático.

Para este trabajo, se tomó la decisión de diseñar una solución con tablestacas ancladas, siguiendo las recomendaciones internacionales específicas para obras portuarias.

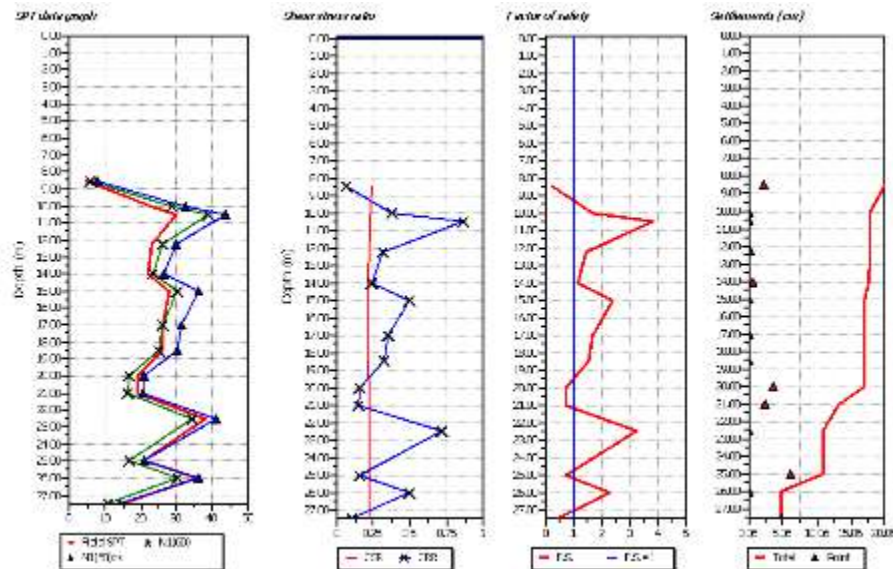
#### ***III.4.2. Análisis de licuación***

La licuefacción o la posibilidad de generación de exceso de presión de agua en poros, es la primera etapa para revisar en el proceso del diseño de muros de tablestacas ya que la presencia de estos fenómenos tiene una gran influencia en el diseño. Para el proyecto en general de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín (TCM) se realizaron Análisis de Respuesta de Sitio (como se presentó en la sección III.3.3) para todo el sitio con valores de sismo, desarrollado para (Operating Level Earthquake (OLE), Contingency Level Earthquake (CLE) y el Ultimate Level Earthquake (ULE). Para el área del Muro de Tablestaca, sólo las aceleraciones pico del suelo de (PGA) en OLE y CLE son relevantes. Los análisis preliminares de licuefacción se realizaron para OLE y CLE.

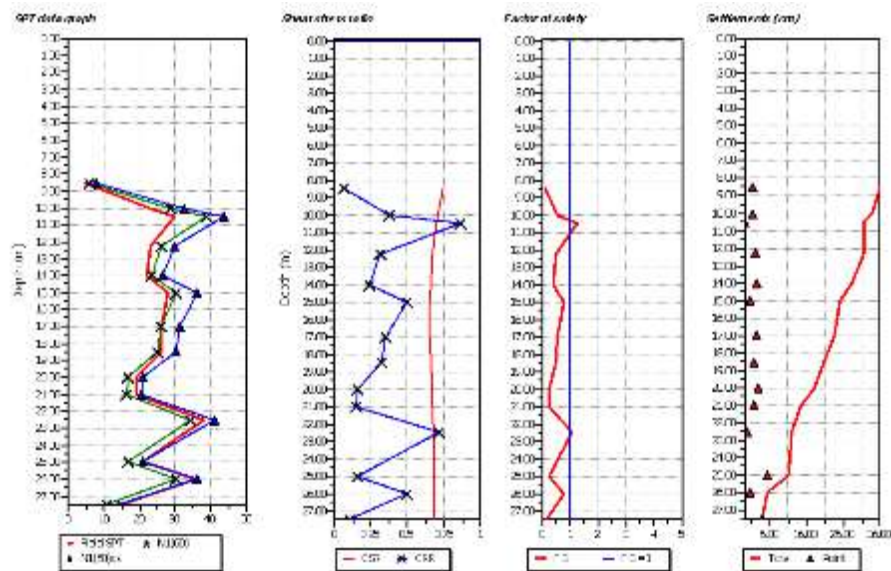
El conteo de golpes de las perforaciones B24-12 (ver **Figura 103**) fue utilizada en el análisis; las mismas son pruebas estándares de penetración (SPT, por sus siglas en inglés). Para material de relleno sin mejorar se asumió que consiste en suelo granular con aproximadamente 5 por ciento de finos colocado a una densidad relativa de 30 a 40 por ciento, correspondiente a un valor de conteo de campo de 10 golpes por 30 cm. Este

panorama asumido se realizó dado que este material es depositado por equipos especiales (dragas) y se depositan por sedimentación en el fondo marino hasta superar el nivel del mar, donde se da una compactación por su propio peso y por el tránsito de maquinaria pesada, se considera un valor conservador de  $N_{spt}$ .

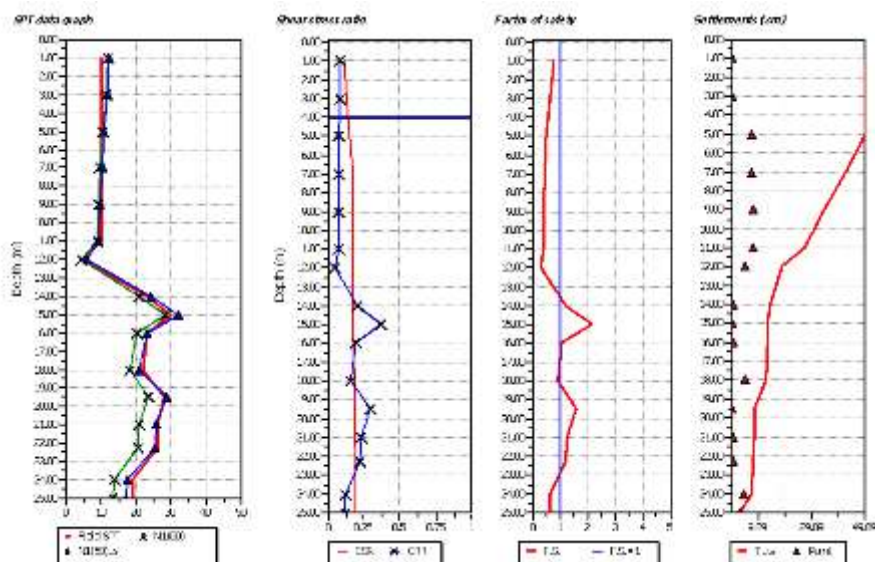
Para la ejecución del análisis de licuación se utilizó el software LiqIT v4.7.7.5 de la casa GEOLOGISMIKI, utilizando el criterio clásico de Seed e Idris, contemplando los escenarios anteriormente mencionados. Los detalles específicos de los cálculos se presentan en los anexos a este trabajo, se presentan a continuación las gráficas resumen de salida del software donde se evidencia la susceptibilidad a la licuación mediante el criterio del factor de seguridad. En la **Figura 106**, **Figura 107**, **Figura 108** y **Figura 109** se muestran las curvas CSR, CRR y FS en función de la profundidad para el análisis de licuación frente al muro y tras el muro:



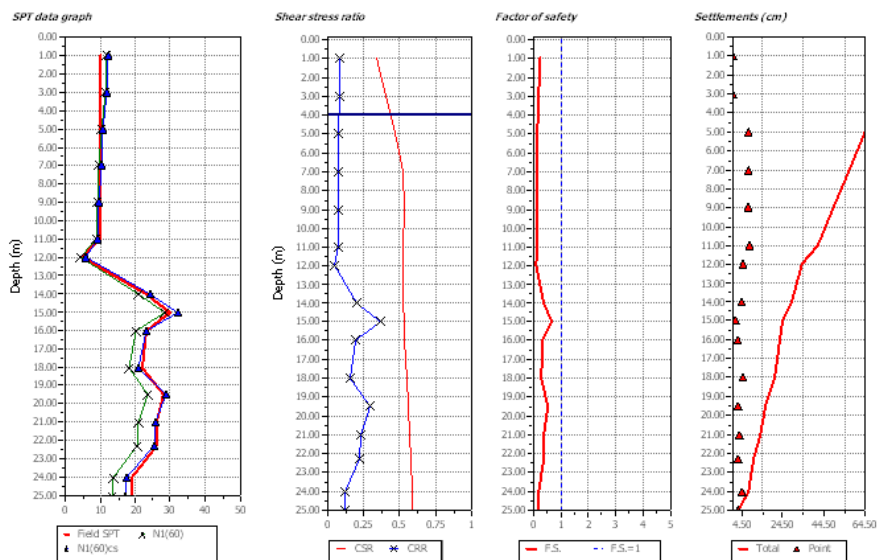
**Figura 106.** Análisis de potencial de licuación frente al muro, perforación B24-12,  $PGA=0.24\text{ g}$ .



**Figura 107.** Análisis de potencial de licuación frente al muro, perforación B24-12,  $PGA=0.74\text{ g}$ .



**Figura 108.** Análisis de potencial de licuación tras el muro, perforación B24-12,  $PGA=0.24\text{ g}$ .



**Figura 109.** Análisis de potencial de licuación tras el muro, perforación B24-12,  $PGA=0.74$  g.

Los resultados obtenidos del análisis de licuación se resumen en el **Cuadro 36**, se aprecia que para la condición actual se presenta licuación en tanto en el frente del muro como detrás del mismo (relleno).

**Cuadro 36.** Resultados obtenidos de los análisis de licuación realizado en la perforación B24-12

Caso de análisis	Frente muro	Detrás del muro
OLE	No licuable	Licuable
CLE	Licuable	Licuable

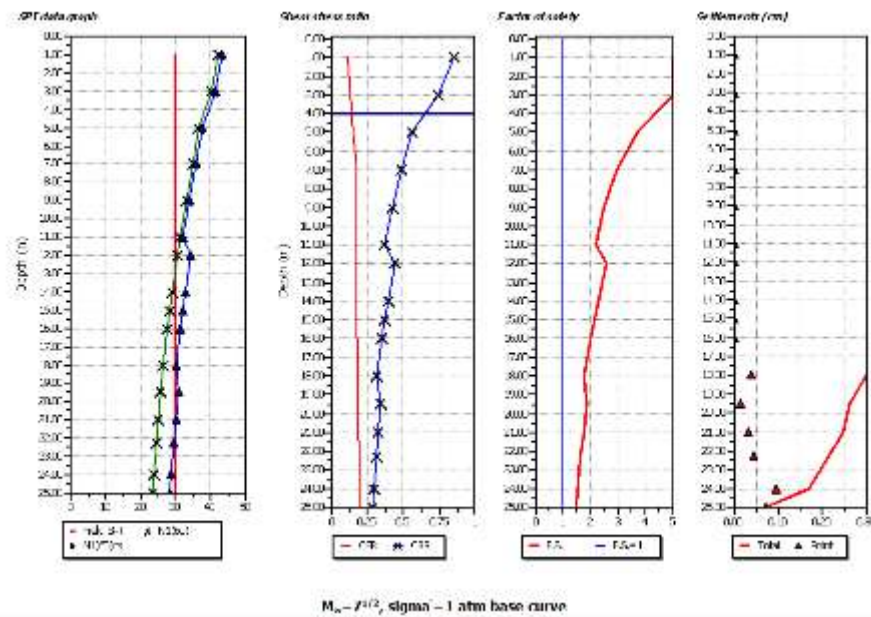
Con base en los resultados del **Cuadro 36**, se anticipa que la licuefacción o generación de exceso significativo de presión de poro se producirá detrás y en frente del muro de tablestaca.

Como es poco práctico diseñar paredes de tablestaca ancladas, en suelo licuado, es recomendable que el suelo granular detrás y en frente del muro será mejorado mediante el uso de técnicas tales como vibro- compactación o vibro-sustitución. Esto incluye el material de relleno propuesto y suelos nativos arenosos/limoso. El relleno mejorado y el suelo nativo se asume que tienen un conteo de golpe normalizado de  $(N_1)_{60}$  igual a 27 golpes por 0,3 metros.



### III.4.3. Mejoramiento del terreno

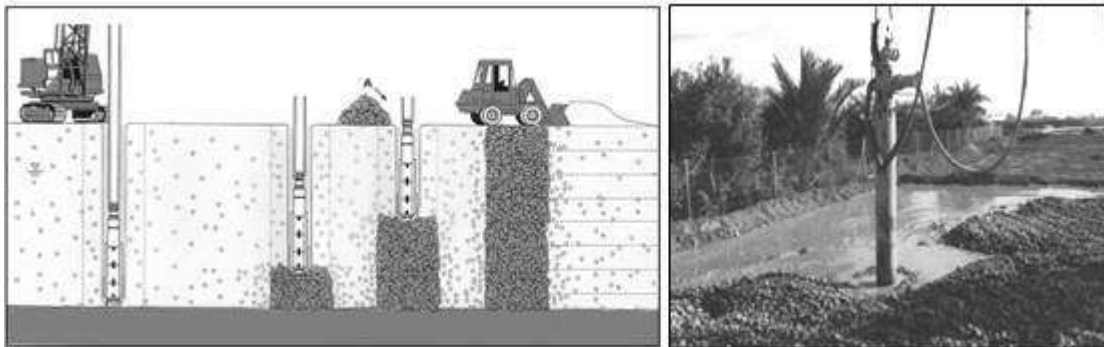
No está dentro del alcance de este estudio, el estudio específico del mejoramiento de suelo necesario para mitigar la licuefacción frente y detrás del muro. Se realiza una revisión preliminar asumiendo que el mejoramiento mediante vibro sustitución mejora el  $N_{spt}$  al menos a un valor de 30 golpes, la **Figura 110** muestra el resultado en el incremento del factor de seguridad:



**Figura 110.** Análisis de potencial de licuación tras el muro, Mejoramiento,  $PGA=0.74$  g.

La mejora se obtiene debido a que la grava compactada en toda la columna origina el saneo y refuerzo de suelos sueltos o blandos a profundidades de hasta 60 m, aproximadamente. Además, estas columnas funcionan como potentes drenes verticales que aceleran la consolidación. La **Figura 111** muestra de manera general el proceso de ejecución de las columnas de grava o vibro-sustitución:

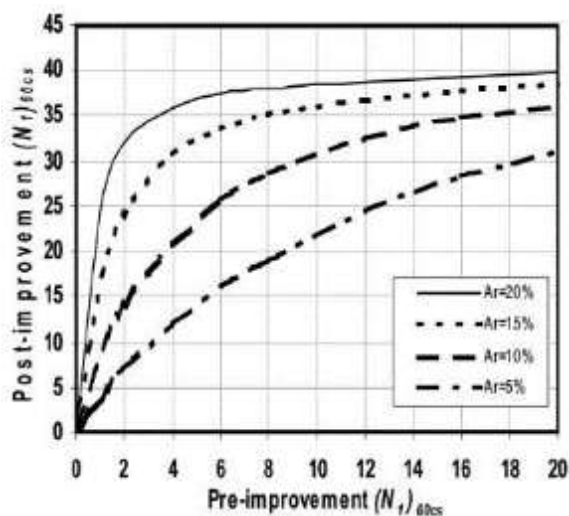




**Figura 111.** Método de ejecución de columnas de grava en vía húmeda. Fuente: Keller Cimentaciones

La mejora en el suelo circundante depende de muchos factores como son las características granulométricas (coeficiente de uniformidad, % finos, forma de las partículas), las condiciones “in situ” (relación de vacíos, compacidad, humedad), el estado de esfuerzos (coeficiente de empuje lateral, presión de confinamiento), posición del nivel freático, permeabilidad, la historia de esfuerzos, entre otros. Por esta razón, en los casos donde se considera la mejora del suelo alrededor de las columnas, es habitual la ejecución de un campo de pruebas para la comprobación de los niveles de mejora estimados.

En la **Figura 112** se presenta el ábaco empírico desarrollado por Báez (1995) para la estimación del incremento del golpeo SPT en el suelo alrededor de las columnas de grava en función de la relación de sustitución ( $A_r$ , área de las columnas entre el área del suelo circundante), para arenas limpias:



**Figura 112.** Valor de  $N_{spt}$  antes y después de la vibro sustitución. Fuente: Keller Cimentaciones

Se aprecia como para un valor asumido de  $N_{spt} = 10$ , y esperando un valor de 30 posterior a la ejecución de la mejora, se debe realizar una sustitución de un 10 % al menos.

Previo al inicio de la actividad de mejoramiento con vibro sustitución, se debe ejecutar un tramo de prueba, para el cual se toman lecturas previas de  $N_{spt}$  y posteriores a la ejecución del tratamiento. Si el diseño inicial de las columnas es acorde, se sigue con el procedimiento, caso contrario se deben realizar ajustes hasta lograr el valor de  $N_{spt}$  que permita cumplir con los parámetros de diseño del muro y que mitiguen la licuación en la zona.

La extensión de la zona de mejoramiento del suelo depende de los resultados del diseño de la pared de tablestaca y por lo tanto, será discutido en las secciones posteriores.

### ***III.4.4. Diseño geotécnico del muro de tablestacas***

#### ***III.4.4.1. Diseño estático***

Para el cálculo estático se utilizó la teórica expuesta en la sección III.2.5 de este documento. La configuración del muro es la que se muestra en la **Figura 104**. El método de apoyo libre del suelo se utilizó para determinar la profundidad requerida de empotramiento de la tablestaca por debajo del nivel de dragado y la magnitud de la fuerza de anclaje de diseño requerida para restringir los movimientos de la pared a niveles aceptables. Este método asume que los desplazamientos son tales que las presiones activas del suelo detrás de la pared de tablestaca y las presiones pasivas del suelo en la fundación en frente de la pared de tablestaca son movilizadas.

La metodología de cálculo analítica se automatizó mediante la implementación de una hoja de cálculo en Microsoft Excel. El diseño se resume en la obtención de los siguientes parámetros:

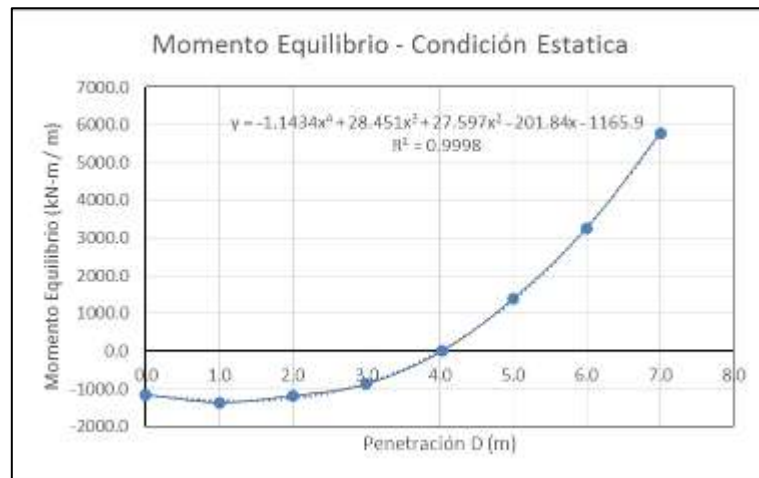
- Profundidad de penetración o empotramiento de la tablestaca.
- Ubicación requerida del bloque de anclaje, acorde a las cuñas de falla teóricas.
- Dimensiones requeridas y ubicación del bloque de anclaje.
- Momento máximo en la tablestaca.
- Cortante máximo del anclaje.
- Carga estática máxima en el anclaje y recomendación de diámetro y tipo de acero.
- Recomendación de tipo y sección de tablestaca.

Un factor de seguridad igual a 1,5 se aplicó a los esfuerzos del suelo de la cuña pasiva en frente del muro, mientras que las presiones activa normal del suelo (factor de

seguridad = 1,0) fueron asumidas detrás de la pared. El equilibrio de los momentos para la distribución de la presión activa del suelo, la distribución de presión de agua y la distribución de la presión pasiva del suelo sobre los resultados de anclaje en la profundidad mínima requerida de la penetración de la tablestaca. El equilibrio horizontal de todas las fuerzas actuando en el muro resulta en el cálculo del equilibrio de la fuerza de anclaje. Entonces, la distribución de los momentos y la fuerza cortante dentro de la tablestaca pueden ser calculadas y una sección adecuada puede ser seleccionada.

Las presiones diferenciales de agua no se incluyeron, debido a la poca diferencia de marea. La diferencia entre la marea alta máxima y la marea baja mínima es de cerca de 0,33 m.

Los calculo detallados se presentan en la sección de anexos de este documento, no obstante en la **Figura 113** se presenta la gráfica de momento de equilibrio versus empotramiento, que resume de manera general el procedimiento de cálculo, que tiene como objetivo buscar un valor de empotramiento mínimo que garantice el equilibrio de presiones:

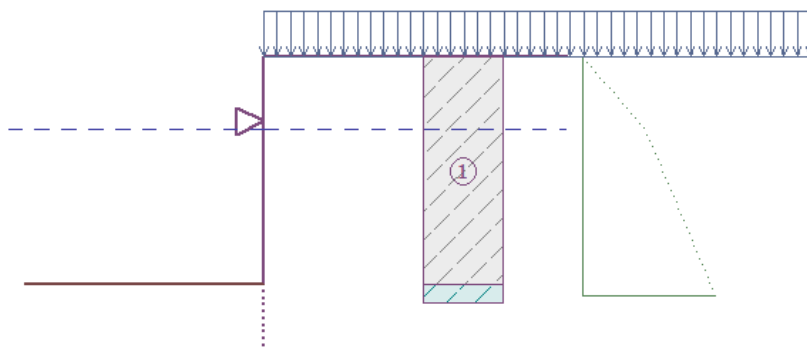


**Figura 113.** Determinación empotramiento caso Estático. D = 4.0 m

La grafica anterior, muestra como teóricamente el equilibrio se logra con un empotramiento de 4 m. Un valor menor provocaría desequilibrio y colapso del sistema y un valor superior simplemente implica mayor seguridad y a la postre un costo innecesario.

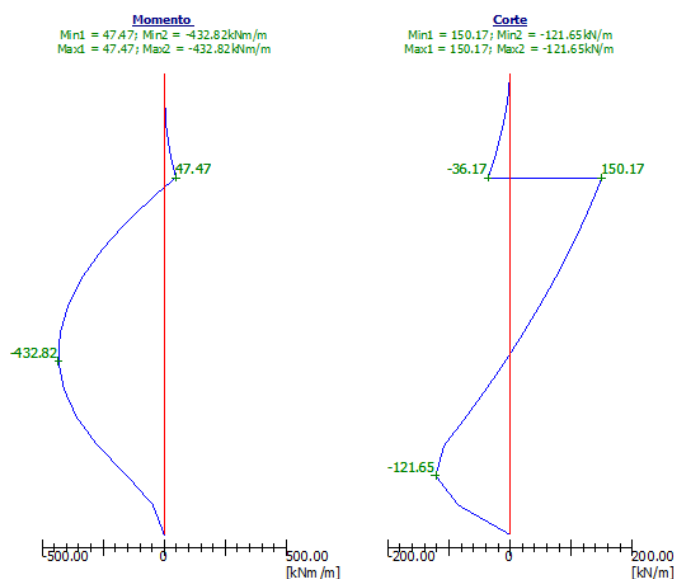
Posteriormente a la determinación de la penetración teórica de equilibrio, se realiza un recalcu que permite determinar la carga en el anclaje, momento y cortante en la tablestaca. Para la determinación de las solicitaciones en la tablestaca se utilizó el software GEO5 de Fine software, se modelo con los valores de equilibrio obtenidos del cálculo

analítico realizado, la **Figura 114** muestra el modelo insertado para la determinación de momentos y cortantes:



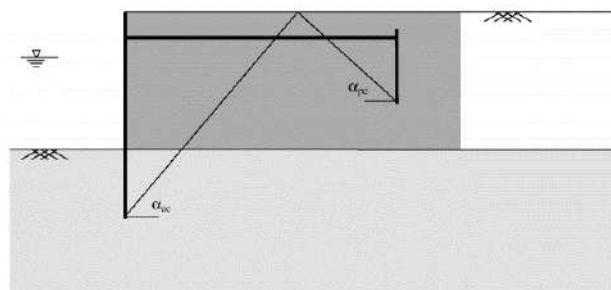
**Figura 114.** Modelo de cálculo utilizado en GEO5

La **Figura 115** muestra los valores máximos y mínimos para el caso estático:



**Figura 115.** Determinación solicitaciones tablestaca caso estático.  $M_{max} = 432 \text{ kN-m}$  /  
 $V_{max} = 150 \text{ kN}$ .

La ubicación del bloque de anclaje se realiza respetando los ángulos teóricos de falla de la cuña activa del muro y la cuña pasiva del bloque de anclaje, tanto en condición estática como dinámica, según se muestra en la **Figura 116**.



**Figura 116.** Estimación de la ubicación del bloque de anclaje

#### *III.4.4.2. Diseño dinámico*

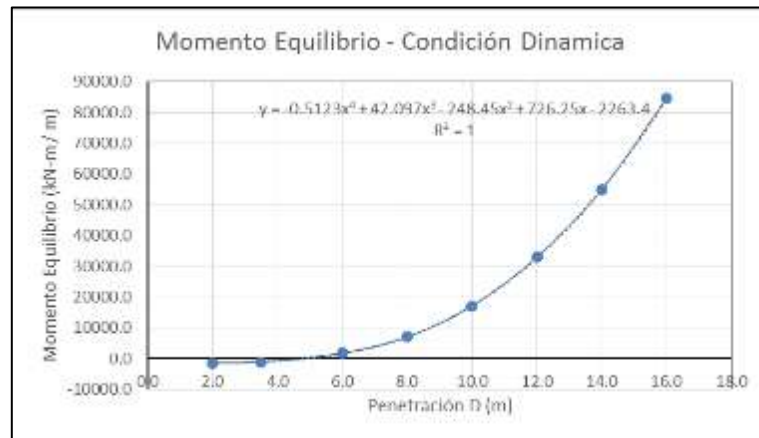
Para el cálculo estático se utilizó la teórica expuesta en la sección III.2.5 de este documento. La configuración del muro es la que se muestra en la **Figura 104**. Para el diseño de muros de tablestaca anclada para cargas sísmicas se utilizó el método de apoyo libre de tierra con el Mononobe-Okabe para determinar la presión del suelo actuando en la tablestaca, para estimar la profundidad requerida de empotramiento de la tablestaca bajo el nivel de dragado y la magnitud de la fuerza de anclaje de diseño requerida para restringir los movimientos del muro a niveles aceptables. El método fue corregido para considerar que el relleno se encuentra en estado saturado, puesto que el método original está planteado para un relleno seco. Se emplearon las condiciones del estudio de amenaza sísmica expuestas en la sección III.3.3, en general se empleó un valor de  $PGA = 0.24\text{ g}$ .

Este método asume que el muro de tablestacas está sujeto a presiones dinámicas activas de la tierra detrás del muro y presiones dinámicas pasivas de la tierra en frente del muro. Adicionalmente, se consideró la presión hidrodinámica de inercia del agua actuando sobre el muro.

El empuje dinámico pasivo del suelo en frente del muro fue calculado utilizando el método de Mononobe-Okabe. La cuña pasiva se asumió también que se origina en la parte inferior del muro y se consideró completamente sumergida. Un factor de seguridad de 1,2 fue utilizado para calcular la presión dinámica pasiva en frente del muro.

La profundidad mínima requerida, de empotramiento de la tablestaca, fue calculada sumando los momentos actuando en el muro en el punto del anclaje. La resistencia requerida de anclaje fue calculada sumando las fuerzas horizontales que actúan en la pared. Este método se conoce como el método de soporte de tierra libre. La resistencia del

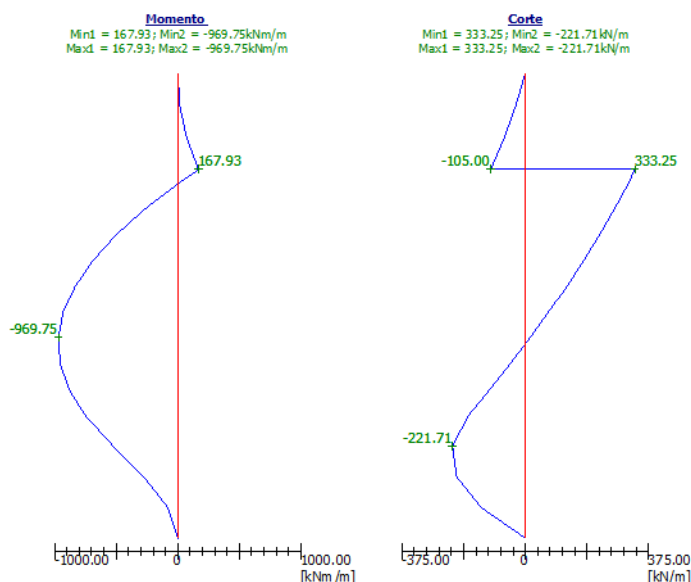
apoyo del ancla de la tierra libre, calculada para el caso sísmico, fue mayor que para el caso estático. Por lo tanto, el caso sísmico fue seleccionado para el control de resistencia. Los calculo detallados se presentan en la sección de anexos de este documento, no obstante en la **Figura 117** se presenta la gráfica de momento de equilibrio versus empotramiento, que resume de manera general el procedimiento de cálculo, que tiene como objetivo buscar un valor de empotramiento mínimo que garantice el equilibrio de presiones:



**Figura 117.** Determinación empotramiento caso Dinámico. D = 4.5 m

Posteriormente a la determinación de la penetración teórica de equilibrio, se realiza un recalcu que permite determinar la carga en el anclaje, momento y cortante en la tablestaca. Para la determinación de las solicitaciones en la tablestaca se utilizó el software GEO5 de Fine software, se modelo con los valores de equilibrio obtenidos del cálculo analítico realizado, la **Figura 114** muestra el modelo empleado.

La fuerza cortante y las distribuciones de momentos a lo largo del muro se calcularon, y el momento máximo se estimó, obteniendo la profundidad a la cual la resultante de la fuerza cortante horizontal fue de cero. Este es el momento de soporte de la tierra libre. El momento de soporte de tierra libre, calculado para el caso sísmico, fue mayor al del caso estático. Por lo tanto, el caso sísmico fue seleccionado como momento de control.



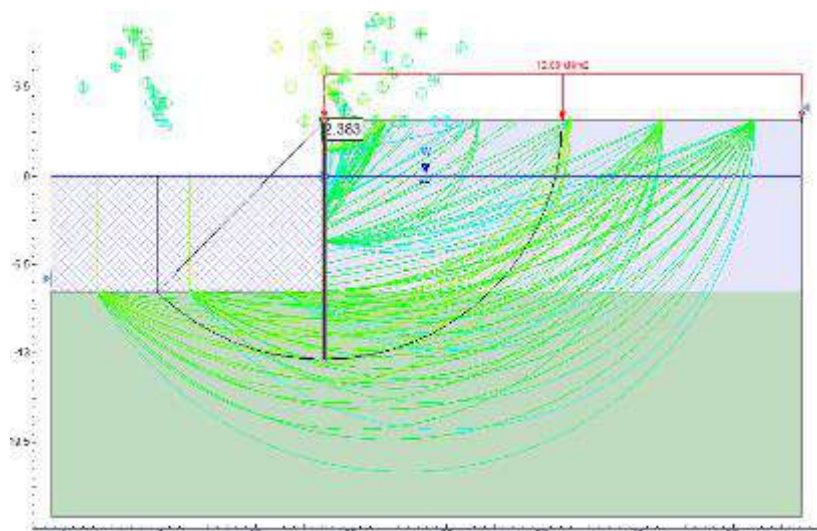
**Figura 118.** Determinación solicitaciones tablestaca caso dinámico.  $M_{max} = 969 \text{ kN-m}$  /  $V_{max} = 333 \text{ kN}$ .

La fuerza de diseño del tirante para diseñar el tirante incluyó un factor de seguridad de 1,3. El tamaño requerido para el bloque de anclaje o muro fue determinado suministrando un bloque/muro que satisface el equilibrio horizontal; considerando las presiones activa, pasiva e hidráulica en ambos lados del anclaje bloque/muro. La resistencia a la fricción en la base del bloque/muro fue ignorada.

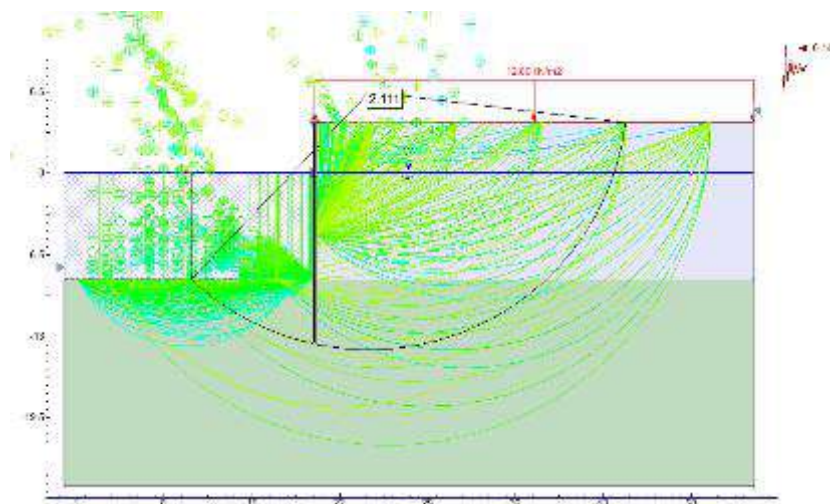
Después de determinar el tamaño del bloque/muro de anclaje, se calcularon el ángulo de cuña activa detrás del muro de tablestaca y el ángulo de cuña pasiva en frente del bloque de anclaje, y la distancia entre el muro y el bloque de anclaje se seleccionó de forma que estas dos cuñas no se intercepten.

#### *III.4.4.3. Análisis de estabilidad global de la solución*

Se realizaron análisis de estabilidad de taludes usando el programa de cómputo SLIDE de Rocscience, para verificar la estabilidad global del muro de tablestacas en ambas condiciones, estáticas y pseudo - estática (sísmica). Típicamente, se recomiendan los factores mínimos de seguridad de 1,5 y 1,1, para las condiciones estáticas y pseudo-estática, respectivamente. En la **Figura 119** se muestra el resultado para el caso estático y en la **Figura 120** se muestra el resultado para el caso pseudo-estático. Los resultados indican que la configuración del muro de tablestaca recomendado satisface el requerimiento de estabilidad global para ambas condiciones, estáticas y pseudo-estática.



**Figura 119.** Estabilidad global caso estático



**Figura 120.** Estabilidad global caso dinámico

#### III.4.4.4. Resumen del diseño

Se presenta a continuación en el **Cuadro 37** el resumen de resultados obtenidos del diseño geotécnico del muro de tablestacas:



**Cuadro 37.** Recomendaciones de diseño para la pantalla de tablestacas anclada

Descripción	Valor Diseño	Valor Diseño	Valor
	Estático	Dinámico	Recomendado
Elevación punta de tablestaca (msnm)	-12.5	-13.5	-13.5
Empotramiento bajo línea dragado (m)	4.0	4.5	4.0
Carga Anclaje (kN/m)	227.2	427.6	427.6
Carga Diseño Anclaje (kN/m) (FS=1.3)	295.4	555.8	555.8
Elevación Anclaje (msnm)	0.5	0.5	0.5
Espaciamiento Anclaje centro a centro (m)	4.2	2.8	2.8
Diámetro Anclaje (mm) <sup>1</sup>	75	75	75
Momento Mínimo Diseño (kN-m)	432.8	969.7	969.7
Módulo Elástico Sección Mínimo (cm <sup>3</sup> /m)	1932	3233	3233
Sección recomendada tablestaca <sup>2</sup>	AZ28-700	AZ37-700	AZ37-700
Altura bloque anclaje (m)	4.7	4.2	4.7
Elevación Fondo Bloque Anclaje (msnm)	-1.1	-0.8	-1.1
Distancia mínima entre pantalla y bloque anclaje (m)	18.4	29.0	29.0
Longitud cuña pasiva frente a tablestaca (m)	9.0	12.0	12.0
Factor de Seguridad Estabilidad Global	2.38	2.11	NA

Fuente 1: Los tirantes fueron diseñados usando Barras de Acero SAS670/Grado 97 (límite fluencia = 97 ksi = 670 MPa)

Fuente 2: Las secciones de tablestaca fueron diseñadas usando perfiles laminados en acero caliente A572/Grado 50 (límite fluencia = 50 ksi = 345 MPa). Según manual de Arcelor Mittal

El mejoramiento del suelo detrás del muro debe incluir la cuña dinámica activa completa detrás del muro y la cuña dinámica pasiva en frente del bloque de anclaje, y en frente del muro debería al menos incluir la cuña pasiva completa en el suelo de fundación. El

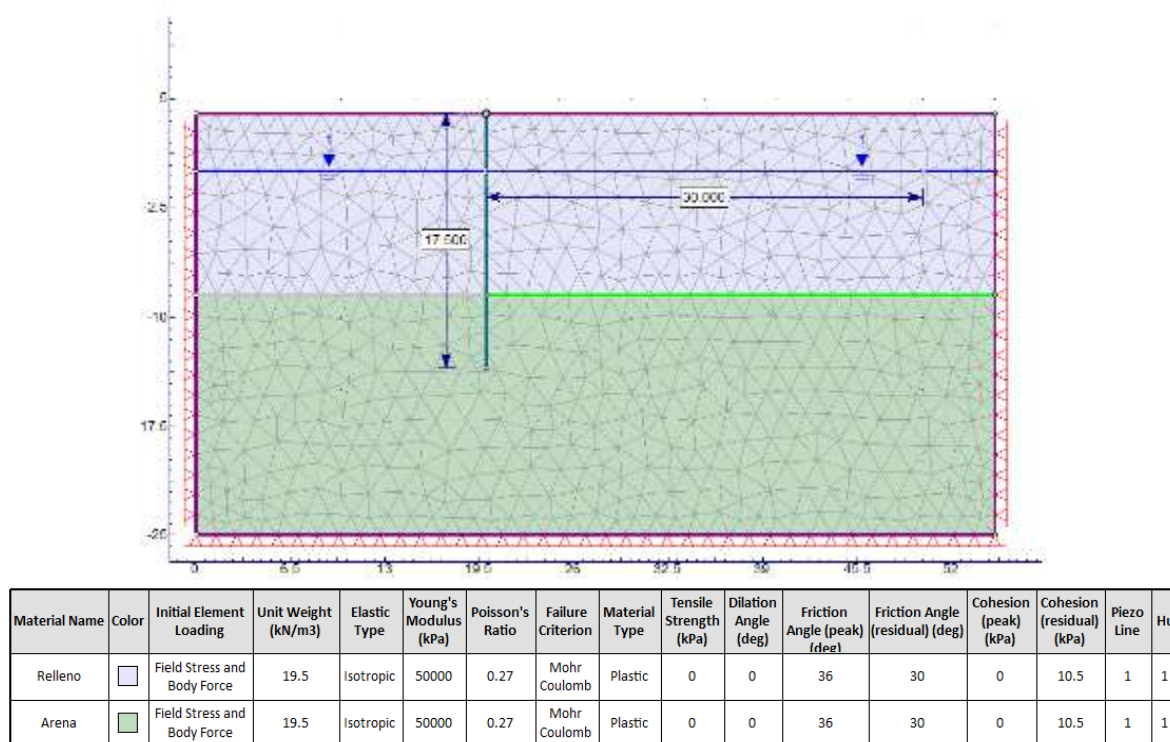
mejoramiento del suelo también debe extenderse al menos hasta la parte superior de la capa no licuable, o aproximadamente dos metros bajo la parte superior del muro de tablestaca, el que sea la elevación más baja. Para el sitio actual del muro, el mejoramiento del suelo debe extenderse hasta una elevación de -15,0 metros.

### III.4.5. Modelación numérica

#### III.4.5.1. Descripción general del modelo y fases

Acorde con la solución planteada en la sección III.4.4.4, la cual se refiere a un diseño geotécnico preliminar sin entrar en detallado estructural de la misma, se realiza una modelación numérica empleando elementos finitos. El modelo se generó con el software Phase2 de Rocscience, se utilizó un modelo en 2 dimensiones con deformación plana.

La **Figura 121** muestra el modelo bidimensional construido, así como las propiedades empleadas para los suelos, que están acorde a la III.3.4 de este documento. Se empleó la configuración crítica, que coincide con el análisis pseudo estático realizado en la sección III.4.4.



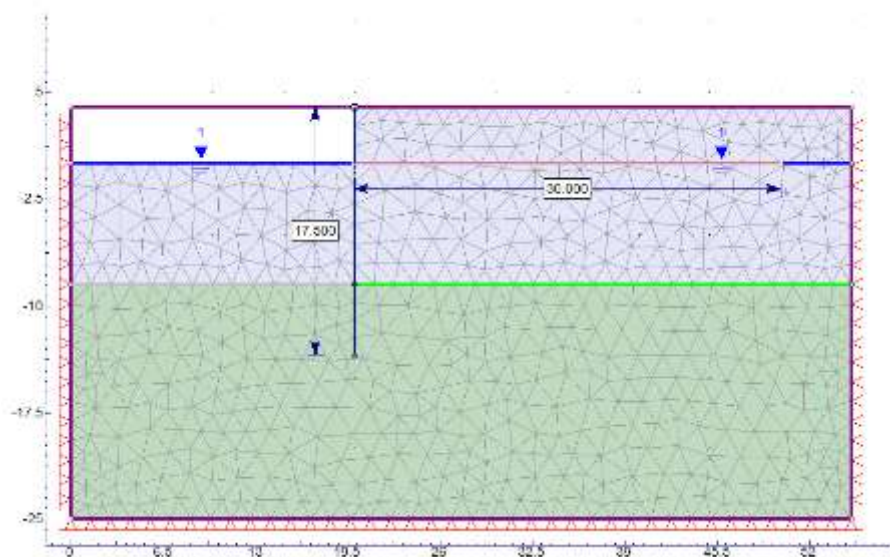
**Figura 121.** Modelo elemento finito del muro de tablestacas anclado

La tablestaca se modelo como un elemento tipo “liner” con comportamiento elástico y con las propiedades elásticas típicas del acero. La interfaz entre la tablestaca y los suelos, se modelo empleando elementos tipos “structural interface” a los cuales se les asigno un

parámetro de  $\Phi'/2$  para modelar la fricción entre ambos elementos cuando se produce el deslizamiento de la cuña activa. De manera similar, el anclaje se modelo usando el elemento “tieback anchor” utilizando las propiedades del acero según diseño mostrado en el **Cuadro 37**.

El modelo numérico se analizó en 7 fases de ejecución, que son típicas en la ejecución de obras de tablestacados para puentes. Las mismas se describen a continuación:

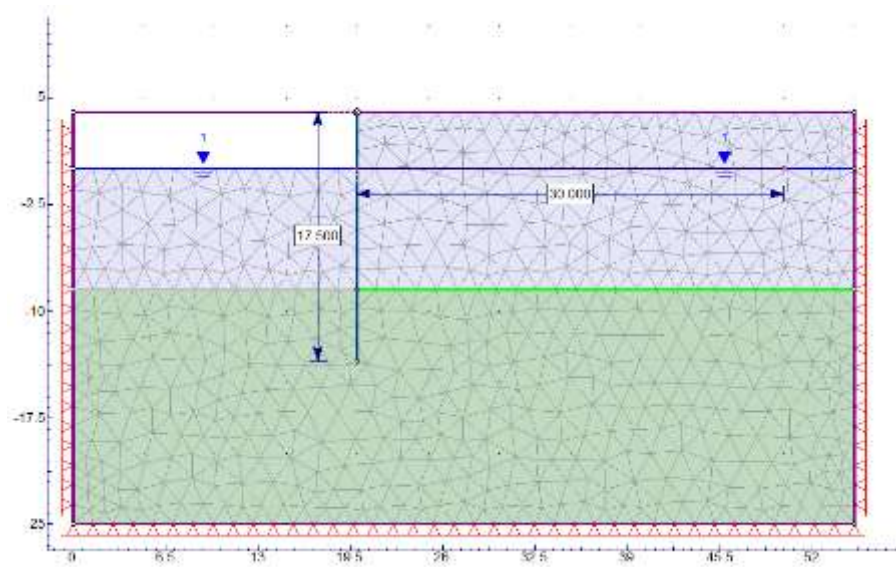
- **Fase 1 Esfuerzos Iniciales:** consiste en el estado de esfuerzos in situ sin ningún tipo de excavación o inserción de elementos estructurales. Se generan los estados tensionales en función de la profundidad. Se muestra en la **Figura 121**.
- **Fase 2 Colocación Tablestaca:** consiste en la hincada de la tablestaca hasta la cota de diseño (-13.5 msnm). Se emula con la inserción de un elemento tipo “liner” con propiedades elásticas del acero y un espesor equivalente para la tablestaca. Se muestra en la **Figura 121**.
- **Fase 3 Excavación a la cota 0.5 msnm:** consiste en la remoción de una capa de material de relleno frente a la tablestaca, de manera que se genere el espacio suficiente para la ejecución del anclaje. Se muestra en la **Figura 122**.



**Figura 122.** Fase 3 – Excavación a la cota 0.5 msnm

- **Fase 4 Colocación de anclaje:** se coloca el anclaje a la elevación de 0.5 msnm, con una longitud de al menos 29 m medido desde la tablestaca. Físicamente el anclaje se une a un bloque de anclaje, este último no es modelado y se considera

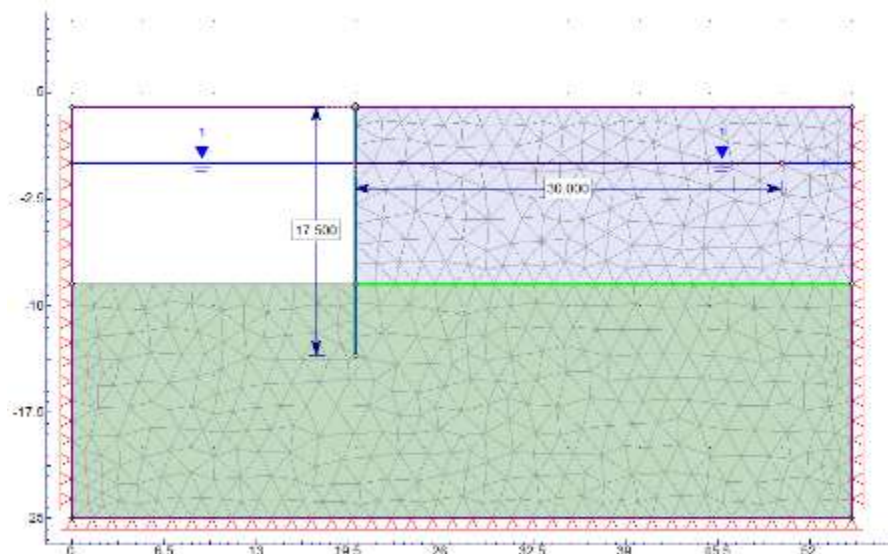
el punto final del anclaje como un nodo fijo que simula el comportamiento del bloque anclaje. Se muestra en la **Figura 123**.



**Figura 123.** Fase 4 – Colocación de anclaje en la cota 0.5 msnm

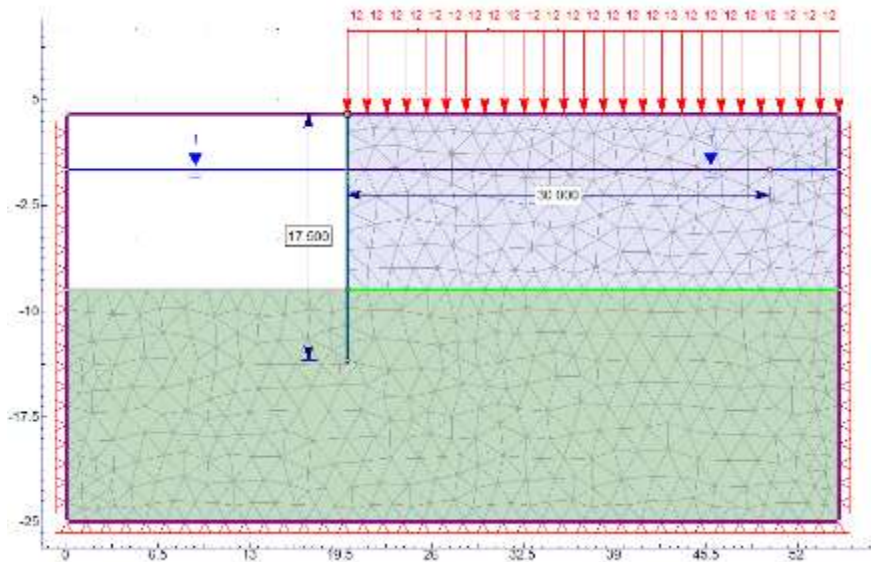
- **Fase 5 Dragado hasta la cota -8.5 msnm:** en esta fase se concluye la excavación frente a la tablestaca hasta la cota -8.5 msnm. Este nivel de excavación obedece a una característica requerida para el calado de los barcos en esa zona. Ya en esta fase, se espera la generación de empujes activos en la tablestaca y el desarrollo de resistencia pasiva en la zona de empotramiento de esta. Se muestra en la **Figura 124**:

-



**Figura 124.** Fase 5 – Dragado a la cota -8.5 msnm

- **Fase 6 Sobrecarga:** en esta fase se coloca la carga uniformemente distribuida en la corona del muro. La misma simula una carga de ocupación típica estimada en 12 kPa (instalaciones, maquinaria menor, etc.). Se muestra en la **Figura 125**.



**Figura 125.** Fase 6 – Carga distribuida en la corona

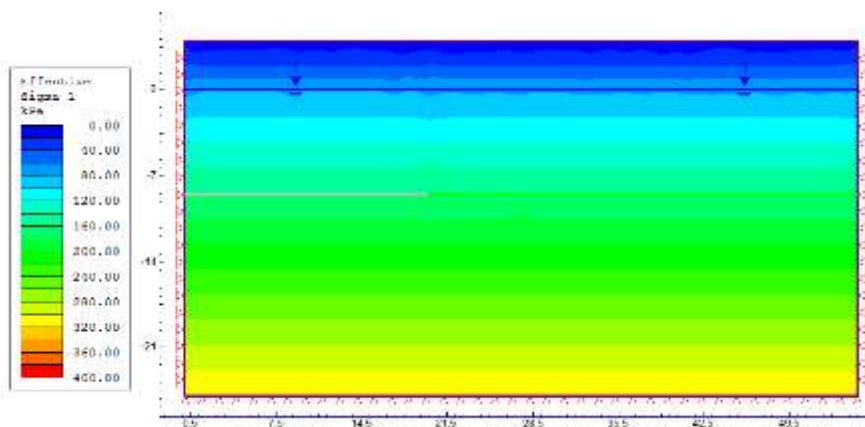
- **Fase 7 Condición Pseudo-Estática:** en esta fase se simula la condición dinámica mediante un análisis pseudo estático, dadas las propias limitaciones del software

que no permite un análisis dinámico en el tiempo. Se introduce un coeficiente pseudo-estático de 0.14 g asociado a un valor de PGA = 0.24 g.

### 12.1.1. Resultados obtenidos de la modelación numérica

Acorde la modelación realizada en la sección III.4.5.1, se presentan en esta sección los resultados obtenidos del análisis de cada una de las fases del modelo.

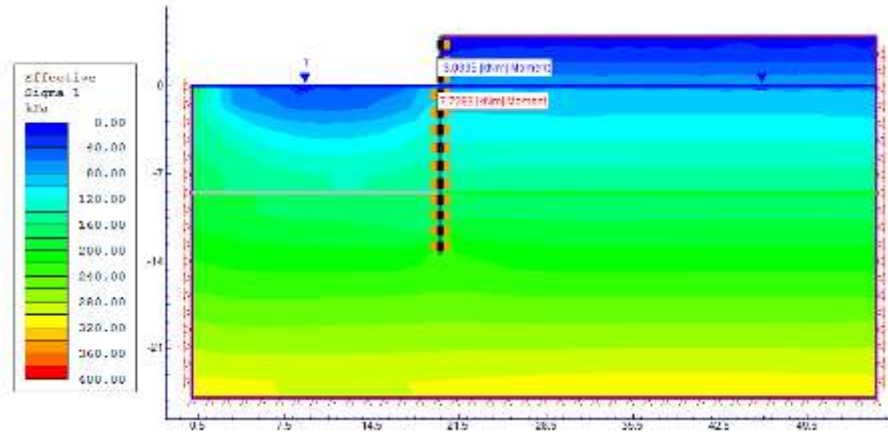
Se inicia mostrando en la **Figura 126** el estado de esfuerzos inicial del modelo, sin la presencia de elementos estructurales ni excavaciones. Se aprecia un comportamiento típico del medio para una condición horizontal donde el esfuerzo vertical efectivo aumenta con la profundidad.



**Figura 126.** Resultados Fase 1 – Estado de esfuerzos iniciales

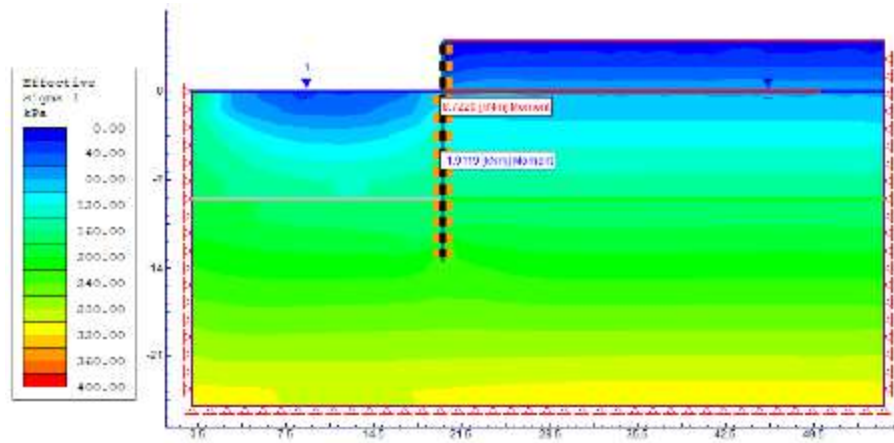
Una vez hincada la tablestaca, se genera una primera excavación al nivel 0.5 msnm que permita ejecutar el anclaje. En la **Figura 127** se muestra la modificación de estado de esfuerzos frente a la tablestaca producto de la remoción de material frente a ella y la deformación parcial de la tablestaca que ya muestra la generación de respuesta en términos de momento flector (7.7 kN-m / m).



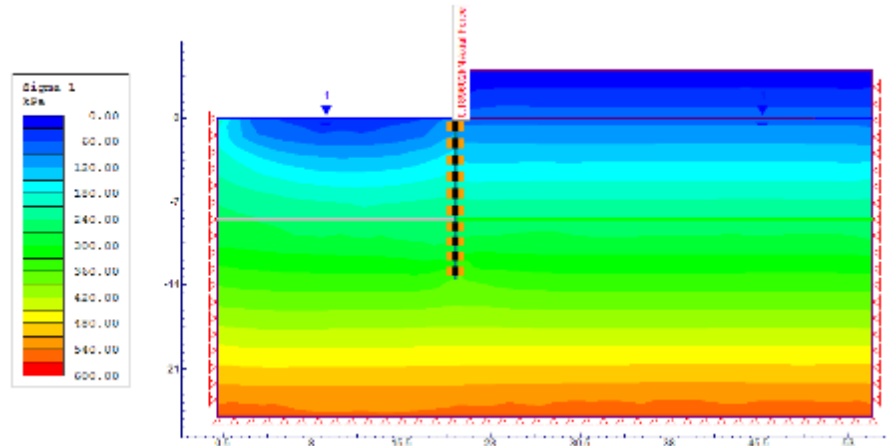


**Figura 127.** Resultados Fase 3 – Excavación cota 0.5 msnm

Seguidamente, se coloca el anclaje, que como muestra la **Figura 128**, provoca en esta etapa una redistribución del momento en la tablestaca. La **Figura 129**, muestra como el anclaje comienza a tomar carga en esta etapa.

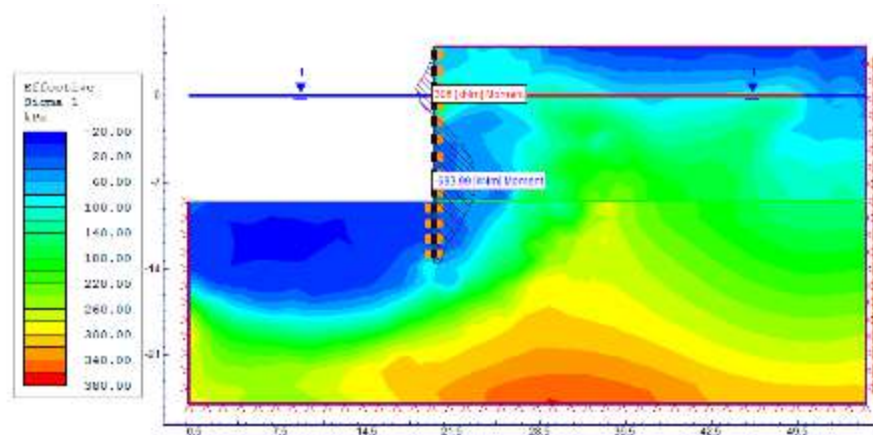


**Figura 128.** Resultados Fase 4 – Colocación de anclaje. Momento Tablestaca



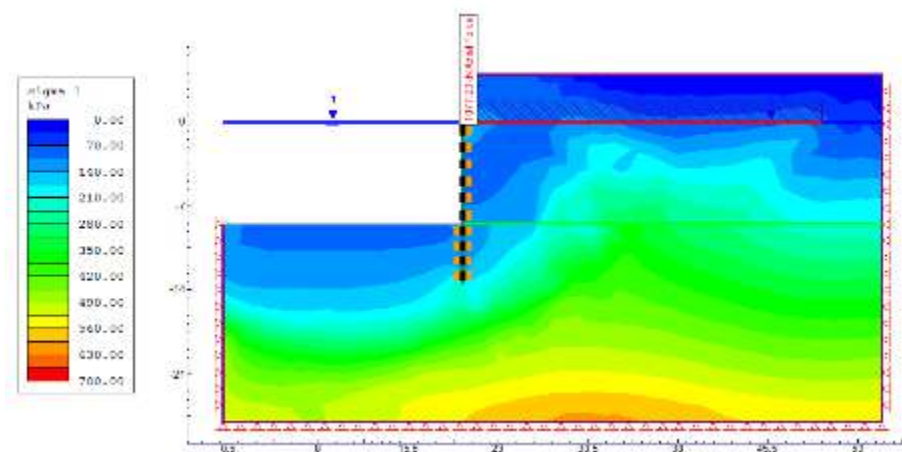
**Figura 129.** Resultados Fase 4 – Colocación de anclaje. Carga axial anclaje

Se ejecuta posteriormente una segunda fase de excavación, que consiste en dragar frente a la tablestaca hasta la cota -8.5 msnm. En esta fase, como se muestra en la **Figura 130**, ya el anclaje entra a funcionar como soporte en la parte alta de la tablestaca y se genera una sollicitación por flexión en la misma aun mayor alcanzando un valor de 693 kN-m/m. La **Figura 131** muestra como el anclaje alcanza una carga de 1077 kN.



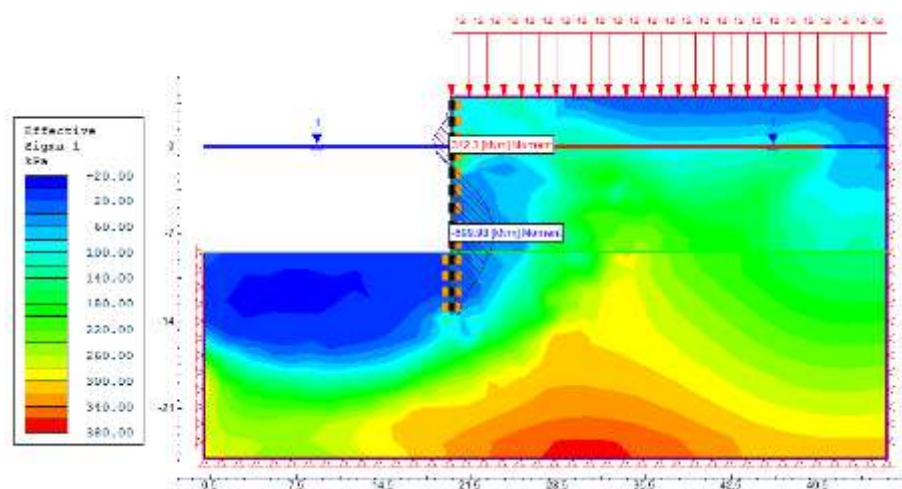
**Figura 130.** Resultados Fase 5 – Dragado a la cota -8.5 msnm. Momento tablestaca



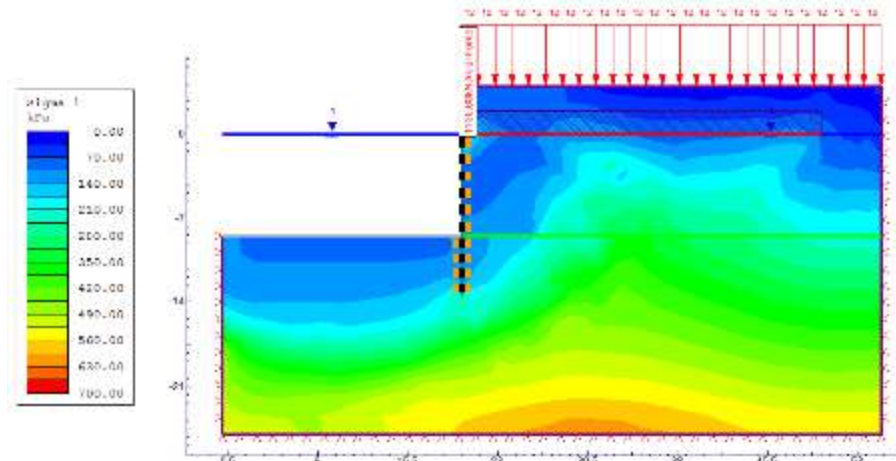


**Figura 131.** Resultados Fase 5 – Dragado a la cota -8.5 msnm. Cara axial anclaje

A partir de la Fase 5, el modelo varía en cuanto a cargas. En la siguiente fase, se coloca la sobrecarga de 12 kPa en la corona del muro, lo que provoca una redistribución de esfuerzos en la tablestaca como se aprecia en la **Figura 132**, alcanzando un momento máximo de 699 kN-m/m. La **Figura 133**, muestra la carga alcanzada por el anclaje con la aplicación de la sobrecarga, alcanzando un valor de 1130 kN.

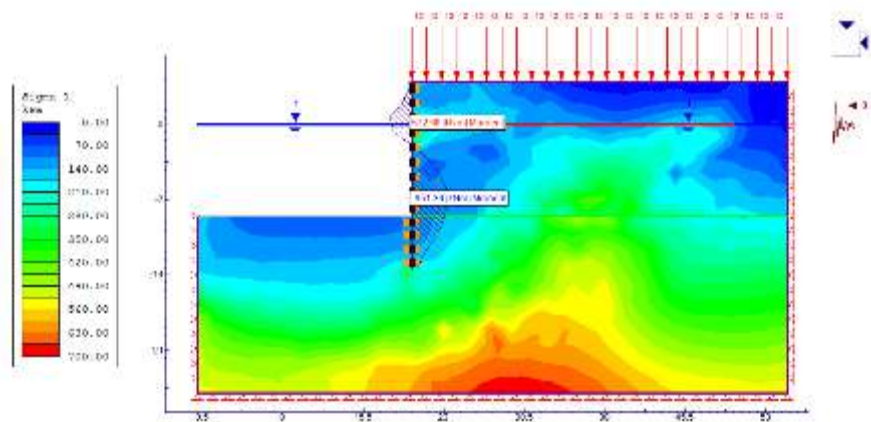


**Figura 132.** Resultados Fase 6 – Sobrecarga. Momento tablestaca

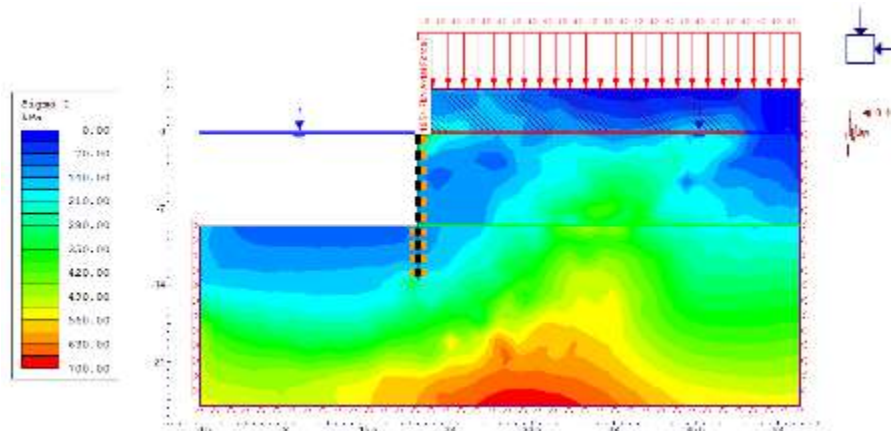


**Figura 133.** Resultados Fase 6 – Sobrecarga. Carga axial anclaje

Para Fase 7 y final, se asume una condición sísmica pseudo estática. Se inserta una fuerza de cuerpo que simula el efecto dinámico del sismo con un coeficiente de 0.14g. Esta condición presenta el efecto pico de la carga, no se analiza el comportamiento en el tiempo y el comportamiento cíclico de los materiales. Se aprecia en la **Figura 134** como la sollicitación en la tablestaca aumenta a un valor de 951.3 kN-m/m. Así mismo en la **Figura 135**, se muestra que para esta condición pseudo estática el anclaje alcanza una carga de 1954 kN.

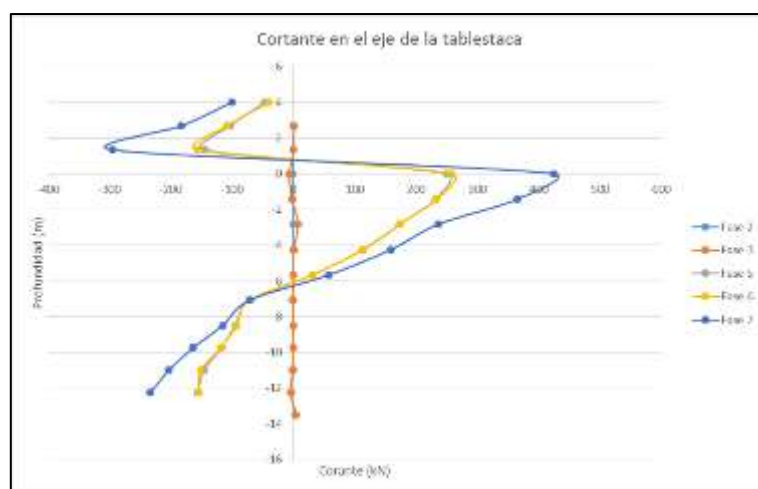


**Figura 134.** Resultados Fase 7 – Condición Pseudo estática. Momento tablestaca

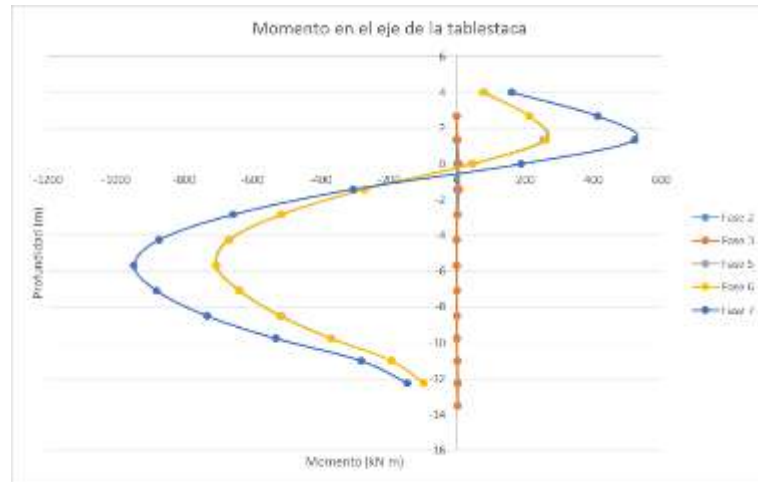


**Figura 135.** Resultados Fase 7 – Condición Pseudo estática. Carga axial anclaje

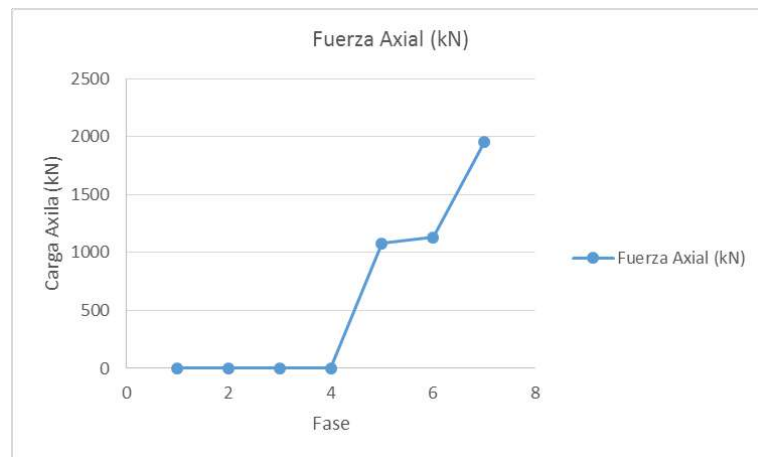
Las gráficas mostradas en **Figura 136**, **Figura 137** y **Figura 138**, se resume la evolución de las solicitaciones (momento, cortante y carga axial) en la tablestaca y anclaje durante cada una de las fases modeladas numéricamente.



**Figura 136.** Variación del valor de cortante en función de la fase de ejecución

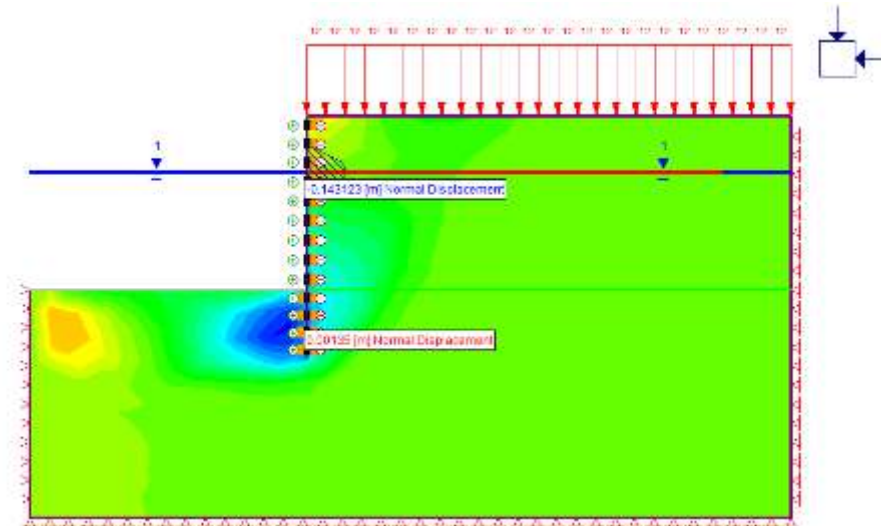


**Figura 137.** Variación del valor de momento en función de la fase de ejecución

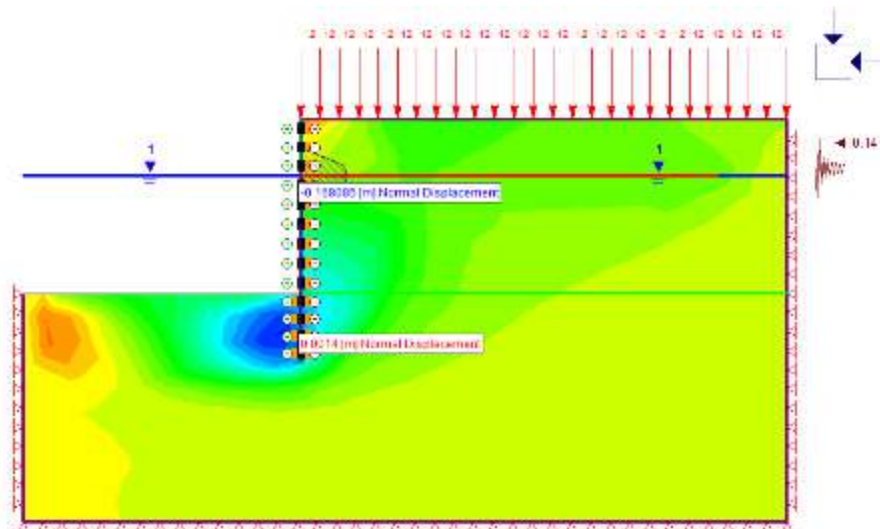


**Figura 138.** Variación del valor de carga axial en función de la fase de ejecución

La **Figura 139** y **Figura 140** muestra los desplazamientos obtenidos en la tablestaca. Se aprecia como el efecto del anclaje provoca que la misma se desplace hacia el frente del muro en su parte empotrada movilizanddo parte de la resistencia pasiva y en la cúspide se desplace hacia adentro, lado relleno. Lo anterior tanto en condición estática como pseudo estática.

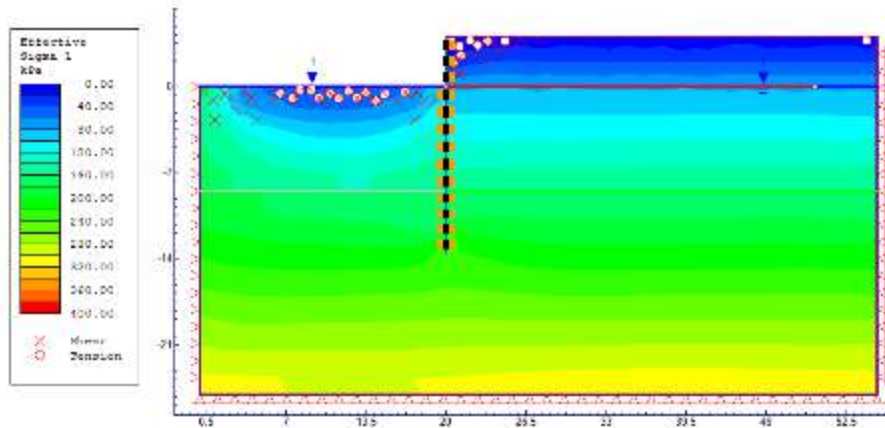


**Figura 139.** Desplazamientos de la tablestaca. Condición estática



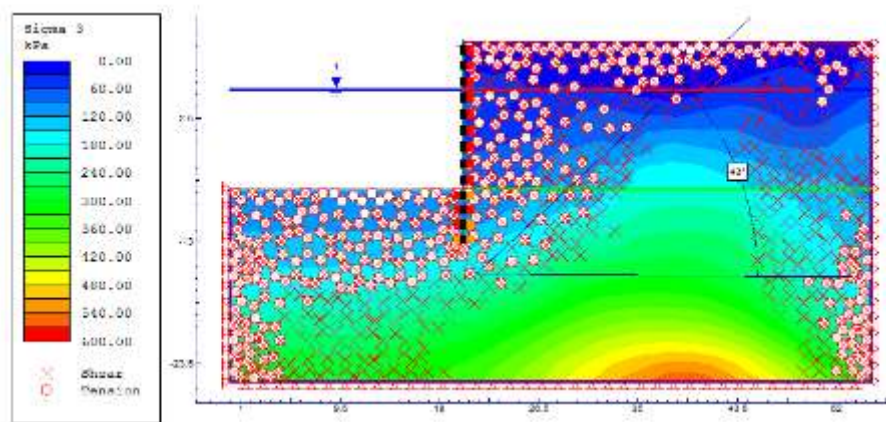
**Figura 140.** Desplazamientos de la tablestaca. Condición dinámica

En cuanto a la fluencia de los puntos dentro del modelo, se presenta una revisión de la condición de plastificación que se presenta en el modelo conforme al avance de las fases de ejecución. La **Figura 141** muestra la generación aproximada de una cuña activa tras la tablestaca al realizar la primera excavación.



**Figura 141.** Plastificación del modelo en la Fase 3

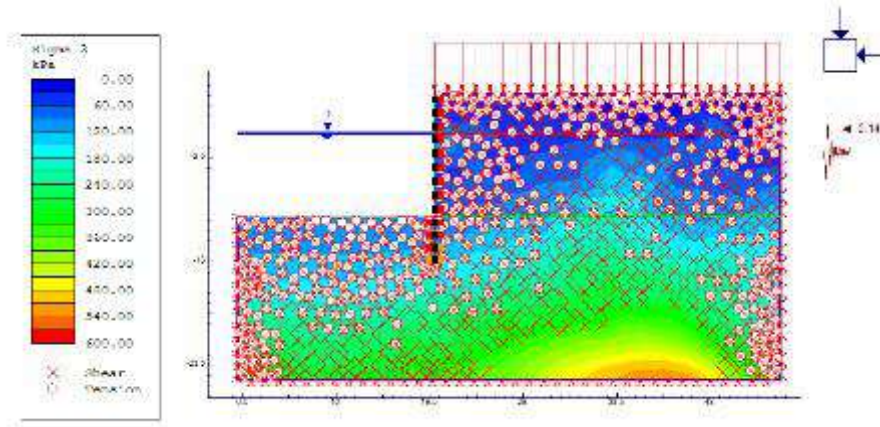
Posterior a la Fase 4, al excavar frente a la tablestaca, se aprecia con mayor claridad la formación de una cuña plastificada que sigue aproximadamente la forma de la superficie de falla determinada por equilibrio límite (ver **Figura 119** y **Figura 120**). Se aprecia un ángulo de  $42^\circ$  con la horizontal.



**Figura 142.** Plastificación del modelo en la Fase 4

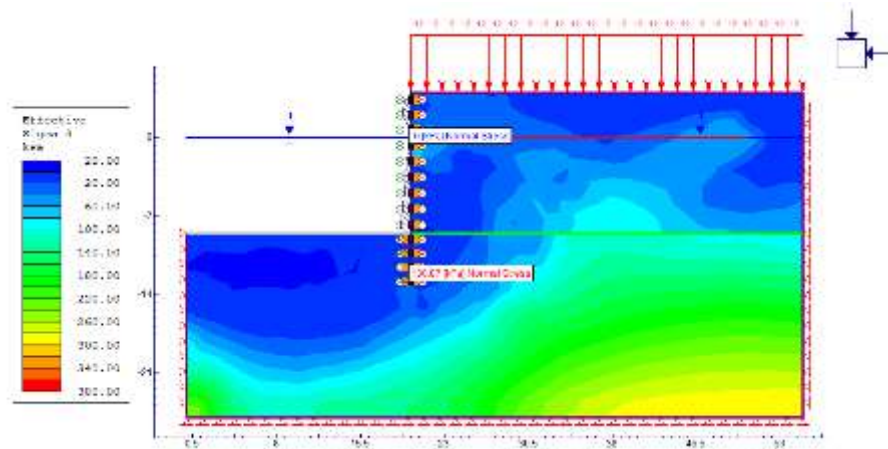
Para el mismo caso mostrado en la **Figura 142**, pero insertando una pseudo aceleración, se aprecia como la plastificación aumenta generando una aparente cuña de falla más profunda lo cual es coherente con el análisis de estabilidad por equilibrio límite realizado en III.4.4.3.



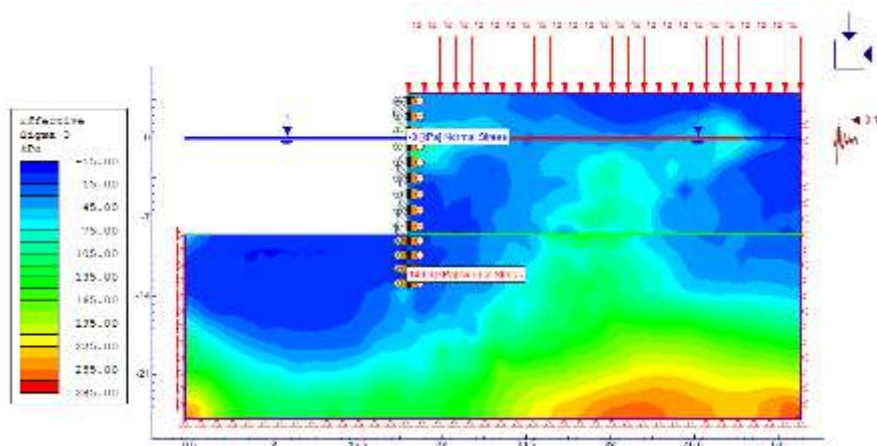


**Figura 143.** Plastificación del modelo en la Fase 7

Finalmente, en la **Figura 144** y **Figura 145** se aprecia la distribución de esfuerzos normales la tablestaca en condición estática y pseudo estática, la cual se aprecia que sigue una distribución creciente con la profundidad para el caso estático lo cual es acorde a la teoría de empujes. En el caso pseudo estático, no se aprecia una distribución de presiones coincidente con la teoría de Mononobe-Okabe por ejemplo.



**Figura 144.** Esfuerzo normal a la tablestaca – Condición estática



**Figura 145.** Esfuerzo normal a la tablestaca – Condición pseudo estática

### **III.4.6. Análisis de resultados**

#### *III.4.6.1. Respecto al análisis de licuación (ver sección III.4.2)*

En cuanto a la susceptibilidad del muro a la licuación, se determinó mediante un análisis empelando la metodología Seed e Idriss, que tanto frente al muro como en el relleno se presenta licuación al utilizar un valor de  $PGA = 0.24g$  y  $0.72g$ , para un periodo de retorno de 72 años y 475 años respectivamente. Se analizaron las condiciones Operating Level Earthquake (OLE), Contingency Level Earthquake (CLE), dispuestas dentro de estudio de vulnerabilidad sísmica.

La razón de emplear un método clásico para la estimación de la susceptibilidad a la licuación radica en el uso del parámetro  $N_{spt}$ , que permite obtener una medida práctica de la necesidad de mejora del terreno. Lo anterior dado que el análisis indico alta probabilidad de licuación, por esta razón se propone una mejora al terreno que implica el aumento del  $(N_1)_{60}$  hasta almenos 27 golpes / 30 cm en la zona de cuña activa y pasiva del muro y hasta una profundidad de -15 msnm.

Se propone el empleo de vibro sustitución (columnas de grava) en un área de almenos 10% de la huella total de los muros. La eficiencia de esta técnica se debe determinar con un tramo de prueba previo a la ejecución, se deben realizar los ajustes necesarios de manera que se garantice la mejora del valor de  $N_{spt}$  que a la postre implica una mejora en el angulo de fricción interna del material el cual fue asumido con un valor de  $36^\circ$  dentro de cálculo teórico.



#### *III.4.6.2. Respecto al diseño geotécnico estático (ver sección III.4.4.1)*

En cuanto al diseño estático, se determinó que este no rige el diseño, tal y como se esperaba. Se determinó la curva de equilibrio para la geometría del muro propuesta, obteniéndose un valor de empotramiento de 4.0, este valor permitió recalcular los empujes y estimar dimensiones para la tablestaca. Una sección AZ28-700 se propuso para esta condición, con un anclaje de 75 mm de diámetro grado 97/SAS670 separado cada 4.2 m centro a centro de tal manera que coincida con un “valle” de la tablestaca tipo Z.

#### *III.4.6.3. Respecto al diseño geotécnico pseudo estático (ver sección III.4.4.2)*

En cuanto al diseño pseudo estático, se determinó que dicha condición rige el análisis y por tanto el diseño. El estudio permitió analizar la teoría de empujes activos y pasivos en condición dinámica cuando el relleno tras el muro se encuentra saturado (caso de un muelle), lo que implica una serie de correcciones en la constante de empuje del suelo para contemplar una condición hidrodinámica adicional. Se determinó la curva de equilibrio para la geometría del muro propuesta, obteniéndose un valor de empotramiento de 4.5, este valor permitió recalcular los empujes y estimar dimensiones para la tablestaca. Una sección AZ37-700 se propuso para esta condición, con un anclaje de 75 mm de diámetro grado 97/SAS670 separado cada 2.8 m centro a centro de tal manera que coincida con un “valle” de la tablestaca tipo Z.

Se determinó que el área de mejora del terreno está marcada por la condición sísmica de este análisis, puesto la cuña activa y pasiva se extiende por una mayor longitud respecto al caso estático.

#### *III.4.6.4. Respecto a la estabilidad global del muro (ver sección III.4.4.3)*

Respecto a la estabilidad global, se elaboró un modelo en 2 dimensiones utilizando análisis de equilibrio límite. Se modeló la pantalla como un elemento rígido tipo pilote con anclajes cada 2.8 m. El objetivo fue revisar la susceptibilidad de la obra a una falla profunda, puesto que fallas a través de la tablestaca no son viables. Se determinaron circunferencia de falla bajo la punta de la tablestaca, determinándose factores superiores a 2 tanto para el caso estático como dinámico. Se analizó la estabilidad con el terreno mejorado, puesto no tiene sentido revisar una condición para la cual el terreno es susceptible a la licuación.

#### *III.4.6.5. Respecto al diseño estimado (ver sección III.4.4.4)*

El **Cuadro 37** presenta el resumen del diseño tanto estático como pseudo estático. En general, este se contempla como el diseño preliminar, se considera la necesidad de la revisión de un especialista estructural que determine los mecanismos de sujeción en la cara

de la tablestaca y las conexiones del anclaje que requieren de criterios y cálculos estructurales específicos.

#### *III.4.6.6. Respecto a la modelación numérica (ver sección III.4.5)*

Respecto a la modelación numérica del problema estudiado, se partió de una geometría determinada mediante métodos analíticos clásicos. El modelo realizado se analiza en deformación plana, los materiales que conforma el suelo se modelaron con el modelo Mohr-Coulomb y compartimento plástico. En tanto los elementos estructurales se modelaron como elásticos lineales.

La interfaz de los elementos estructurales se modeló considerando la mitad de la resistencia al corte del estrato asociado, lo que equivale al criterio de utilizar un ángulo de fricción muro-suelo de la mitad del ángulo de fricción interna del suelo circundante.

Dentro de los principales problemas encontrados en la ejecución de esta modelación, se destaca principalmente los problemas de convergencia que se presentan. Algunos programas de cómputo presentan errores durante la fase de cálculo.

La modelación de elementos estructurales es un tema sumamente delicado y que requiere de un conocimiento especializado al respecto para que se dé un comportamiento del modelo realista.

De la modelación realizada, se apreció un comportamiento similar al determinado analíticamente. Se obtuvieron diagramas de momento y cortante con el comportamiento esperado, donde se aprecia una posición de valor de cortante 0 en un rango similar al predicho por el cálculo de empujes. Así mismo se observa que es consistente el punto de cortante 0 con el máximo momento flector.

En cuanto a las trayectorias de esfuerzos, tanto en la condición estática como pseudo estática se observa un comportamiento muy apegado a lo predicho por la literatura en cuanto a la formación de cuñas activas y pasivas. Al visualizar los diagramas de plastificación de elementos, se puede visualizar claramente la generación de un bloque de falla detrás del muro, consiente con la forma de una cuña y de manera global se aprecia la formación de una superficie muy similar a la generada por deslizamiento global bajo la tablestaca.

Uno de los principales insumos de la modelación, es la deformación de la tablestaca. Tal y como se aprecia en la **Figura 139** y **Figura 140**, se estiman deformaciones a nivel del anclaje de 0.14 m y 0.18 m en condición estática y pseudo estática respectivamente. Según la investigación bibliográfica realizada, en la actualidad no existe un criterio normalizado

que limite las deformaciones en la tablestaca. Las deformaciones están asociada a términos de condiciones de servicio post sismo.

#### *III.4.6.7. Comparación de resultados calculo analítico versus modelación numérica*

Se realizó una comparativa de las solicitaciones obtenidas mediante las teorías clásicas de empujes y el método elemento finito, la misma se muestra en el **Cuadro 38**.

Se puede apreciar cómo tanto en el caso estático como pseudo estático la carga en el anclaje obtenida por elemento finito triplico la carga obtenida por calculo convencional. Así mismo, en el caso del momento flector los valores se acercaron más entre ambos métodos, obteniéndose una diferencia únicamente del 2 % en el caso pseudo estático.

**Cuadro 38.** Comparación diseño analítico versus modelación numérica

Descripción	Valor Diseño Estático			Valor Diseño Dinámico		
	Analítico	FEM	% Diferencia	Analítico	FEM	% Diferencia
Carga Anclaje (kN/m)	227.2	1077.0	354 %	427.6	1954.0	357 %
Momento Mínimo Diseño (kN-m)	432.8	693.0	60 %	969.7	951.3	2 %

En el caso específico de la diferencia en la carga soportada por anclaje se considera asociada a que, en las metodologías clásica, el anclaje se modela como un simple apoyo que restringe el movimiento horizontal de la tablestaca, caso contrario a método de elemento finito, donde dicho anclaje se modela como un elemento que interactúa con el modelo y que depende de sus propiedades elásticas para determinar su carga axial.

### **III.5. Especificaciones técnicas**

#### **III.5.1. Definiciones**

La siguiente es una lista de estándares a los que se puede hacer referencia en esta sección:

- A36, Especificación estándar para acero estructural al carbón.
- A123, Especificación estándar para recubrimientos de zinc (galvanizado en caliente) en productos de hierro y acero
- A153, Especificación estándar para revestimiento de zinc (inmersión en caliente) en herrajes de hierro y acero.
- A183, Especificación estándar para pernos y tuercas de acero al carbono.

- A307, Especificación estándar para pernos y pernos de acero al carbono, 60,000 psi de fuerza de tracción.
- A572, Especificación estándar para acero estructural de alta aleación y bajo contenido de colombio y vanadio y vanadio.
- A1011/A1011M, Especificación para acero, láminas y tiras, laminado en caliente, carbono, estructural, de alta resistencia, baja aleación y de alta resistencia, baja aleación con formalidad mejorada.
- ASTM A328, Especificación estándar para tablestacas de acero

### III.5.2. Productos

#### III.5.2.1. Tablestaca

- Tamaño y espesor mínimo de pared mostrado por el fabricante según ASTM A328, Grado 50.
- Secciones: Tipo conexión continua, características estructurales según se indica en el **Cuadro 39**:

**Cuadro 39.** Especificaciones sección de tablestaca

Denominación de la sección	Espesor del alma (mm)	Peso por m <sup>2</sup> (kg)	Modulo Sección por m (cm <sup>3</sup> )
AZ17-770 (Grado 50)	8.5	94.3	1245
AZ28-700 (Grado 50)	13.2	157.2	2760
AZ37-700 (Grado 50)	13.3	177.4	3705

- Módulo de Sección: Basado en una pieza entera individual, no depende de la fricción de entrelazado entre secciones de pilotes para asegurar el módulo de sección requerido.
- Estampar número de lote de fabricación en cada tablestaca.
- Orificios para Halar (Manipulación): Estándar del Fabricante, no se permitirán huecos adicionales.
- Tolerancias: El peso por centímetro cuadrado no puede variar por más de 2.5 por ciento arriba o abajo de lo especificado.

### **III.5.3. Accesorios**

- Armado de la varilla de anclaje: Ajustar espaciamiento, tamaño, dimensiones de placa, y longitud de varillas de amarre si las secciones de la tablestaca son de diferentes proporciones.

### **III.5.4. Equipo de hincia**

- Armado de la varilla de anclaje: Ajustar espaciamiento, tamaño, dimensiones de placa, y longitud de varillas de amarre si las secciones de la tablestaca son de diferentes proporciones.
- Martinete de Diesel:
  - Peso del pistón: No menor a 1.634 kg (3.600 libras).
  - Energía Desarrollada: Exceder 1.794 m-kg (13.000 pies-libra) por golpe.
- Características del Extractor Vibratorio:
  - Momento Excéntrico 3.917 cm-kg (3.400 pulgadas-libra)
  - Frecuencia de vibración 700 a 1.020 vpm
  - Amplitud 0,78 a 2,5 cm (5/16" a 1")
  - Kilowatts 74.570 (mínimo)

### **III.5.5. Longitud de la tablestaca**

- Las longitudes mostradas son aquellas requeridas bajo el corte. Suministrar tablestaca con suficiente longitud extra para proporcionar una cabeza nueva y para alcanzar desde la elevación del corte hasta la posición del equipo de hincado.

### **III.5.6. Guías de hincia**

- Colocar la tablestaca usando vigas guía de soporte temporales y vigas guía de anclaje para formar estructuras rígidas durante la colocación y operación de hincado de la tablestaca.

### **III.5.7. Colocado**

- Tablestaca limpia; inspeccionar por defectos y dimensiones adecuadas de entrelazado.
- Dar suficiente separación a la tablestaca entre los entrelazados y los lados para deslizarse, por su propio peso, en el entrelazado de la tablestaca previamente colocada hasta que la parte superior del terreno existente sea alcanzada por la

punta de la tablestaca deslizante. No usar vibrador o martinete de hincado para forzar el entrelazado de tablestacas.

### **III.5.8. Hincado**

- Antes de iniciar el hincado, verificar la posición y alineamiento de la tablestaca. Ubicar la parte superior de la tablestaca dentro de 5 centímetros de la ubicación mostrada.
- Hincar la tablestaca hasta la elevación de la punta mostrada. Hincar hacia abajo las tablestacas que se hayan elevado durante el proceso de hincado de tablestacas adyacentes.
- Si se alcanza el rechazo antes de hincarlo a la elevación de la punta especificada, puede ser usado un martinete de impacto o chorro controlado. Aplicar el chorro simultáneamente con el hincado en ambos lados de la tablestaca.
- Tolerancias de hincado:
  - No más de 3 mm por 30 centímetros de la vertical en todas las direcciones. Suministrar una plomada u otro dispositivo para verificar el alineamiento vertical.
  - No más de 1 por ciento de la vertical ó 2 por ciento de la inclinación mostrada.

### **III.5.9. Corte de la tablestaca**

- Cortar en escuadra en la elevación requerida con herramientas que no dañen el área debajo de la superficie de corte.
- Tolerancia: Más o menos 12 mm

### **III.5.10. Corte y empalme de tablestaca**

- Extender al nivel requerido soldando una tablestaca adicional de longitud completa las bajo el nivel de terreno, y tablestacas con cabezas dañadas que hayan sido cortadas para permitir el hincado adicional.
- Empalme de tablestaca: Soldado a tope, haciendo penetración total en el alma. Las tablestacas adosadas a tablestacas empalmadas deben ser de longitud total.

### **III.5.11. Ensamble de barras de anclaje**

Instalación:

- Rellenar manualmente las barras de anclaje a una profundidad de 15 centímetros sobre las barras.
- Colocar las barras de anclaje alineadas del muro de contención al muro de anclaje
- Mantener el soporte de la barra de anclaje hasta el momento que la barra se tense.
- Usar arena de relleno o calzas de madera para mantener las barras de anclaje alineadas.
- Tensionar las barras de anclaje con tensores en presencia del Ingeniero. Lubricar tensores con grafito previo a tensionar.
- Muro de Contención: Ajustado a la línea con la elevación superior mostrada. Después del ajuste de la barra de anclaje, retirar las tuercas de la barra de anclaje según sea necesario, para liberar y redistribuir esfuerzos en el muro.

### ***III.5.12.        Agujeros para barra de anclaje***

- Cortar nítidamente a través de las tablestacas por medios mecánicos. No usar corte con soplete.
- El espaciamiento puede variar hasta 10 centímetros para evitar cortar los entrelazados de las tablestacas.
- Variaciones en el Espaciamiento: Prevenir una variación acumulada de más de 10 centímetros.

### ***III.5.13.        Control de calidad en campo***

Bitácora Diaria y Registro: Documentar para cada tablestaca hincada, mostrando como mínimo:

- Identificación/ubicación de la tablestaca
- Condiciones climáticas/nivel freático
- Fecha y hora de inicio y finalización del hincado.
- Profundidades de penetración respectivas
- Elevación de corte.
- Resistencia de penetración por cada 30 centímetros de penetración sobre la longitud total de la tablestaca
- Equipo usado
- Método de instalación

- Ubicación final de la cabeza de la tablestaca (coordenadas x, y, z) después del corte, indicando si la tablestaca está instalada dentro de las tolerancias especificadas
- Naturaleza y ubicación de las obstrucciones encontradas.
- Otros comportamientos pertinentes del hincado de la tablestaca pilote.

### III.6. Presupuesto

Acorde al análisis y diseño realizado, se estructuro un presupuesto preliminar. En el **Cuadro 40** se muestra el presupuesto estimado:

**Cuadro 40.** Presupuesto aproximado para la pantalla anclada de tablestacas

Ítem	Descripción	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Subtotal
1	Suministro tablestaca tipo AZ	Ton	\$1,700.00	700	\$1,190,000.00
2	Instalación tablestaca tipo AZ	Ton	\$600.00	700	\$420,000.00
3	Tensores / Anclajes	m	\$350.00	3000	\$1,050,000.00
4	Instalación de Tensores / Anclajes	m	\$45.00	3000	\$135,000.00
<b>Total Muelle Remolcadores</b>					<b>\$4,400,000.00</b>

Para el análisis anterior se emplearon costos aproximados de mercado para las principales actividades que involucrarían la ejecución del diseño propuesto. Los costos unitarios pueden variar considerablemente de acuerdo con la experiencia y capacidad de un determinado contratista de obra.

### III.7. Conclusiones y recomendaciones

#### III.7.1. Conclusiones

1. En cuanto a la susceptibilidad del muro a la licuación, se determinó que tanto frente al muro como en el relleno se presenta licuación al utilizar un valor de  $PGA = 0.24g$  y  $0.72g$ , para un periodo de retorno de 72 años y 475 años respectivamente.
2. Se determinó la necesidad de una mejora al terreno que implica el aumento del  $(N_1)_{60}$  hasta al menos 27 golpes / 30 cm en la zona de cuña activa y pasiva del muro y hasta una profundidad de -15 msnm.
3. En cuanto al diseño estático, se determinó que este no rige el diseño, tal y como se esperaba.
4. Se determinó la curva de equilibrio para la geometría del muro propuesta, obteniéndose un valor de empotramiento de 4.0 m.



5. Una sección AZ28-700 se propuso para esta condición, con un anclaje de 75 mm de diámetro grado 97/SAS670 separado cada 4.2 m centro a centro de tal manera que coincida con un “valle” de la tablestaca tipo Z.
6. En cuanto al diseño pseudo estático, se determinó que dicha condición rige el análisis y por tanto el diseño en general.
7. Una sección AZ37-700 se propuso para esta condición, con un anclaje de 75 mm de diámetro grado 97/SAS670 separado cada 2.8 m centro a centro de tal manera que coincida con un “valle” de la tablestaca tipo Z.
8. Se determinó que el área de mejora del terreno está marcada por la condición sísmica de este análisis, puesto la cuña activa y pasiva se extiende por una mayor longitud respecto al caso estático.
9. Respecto a la estabilidad global, se elaboró un modelo en 2 dimensiones utilizando análisis de equilibrio límite, se determinó que el factor de seguridad global es adecuado.
10. La interface de los elementos estructurales se modeló considerando la mitad de la resistencia al corte del estrato asociado, lo que equivale al criterio de utilizar un ángulo de fricción muro-suelo de la mitad del ángulo de fricción interna del suelo circundante.
11. La modelación de elementos estructurales es un tema sumamente delicado y que requiere de un conocimiento especializado al respecto para que se dé un comportamiento del modelo realista.
12. En cuanto a las trayectorias de esfuerzos, tanto en la condición estática como pseudo estática se observa un comportamiento muy apegado a lo predicho por la literatura en cuanto a la formación de cuñas activas y pasivas
13. Se determinó que tanto en el caso estático como pseudo estático la carga en el anclaje obtenida por elemento finito triplico la carga obtenida por calculo convencional. Así mismo, en el caso del momento flector los valores se acercaron más entre ambos métodos, obteniéndose una diferencia únicamente del 2 % en el caso pseudo estático.
14. En el caso específico de la diferencia en la carga soportada por anclaje se considera asociada a que en las metodologías clásica, el anclaje se modela como un simple apoyo que restringe el movimiento horizontal de la tablestaca, caso contrario a método de elemento finito, donde dicho anclaje se modela como un elemento que

interactúa con el modelo y que depende de sus propiedades elásticas para determinar su carga axial.

15. Se determinó un costo total global para la ejecución de la cimentación propuesta de \$4,400,00.00.

### **III.7.2. Recomendaciones**

16. Se recomienda que un profesional especialista en ingeniería estructural realice una comprobación de la capacidad estructural de los elementos de tablestaca.
17. El diseño elaborado es a nivel preliminar, los elementos como vigas de sujeción, placas y otros elementos deben ser diseñados por un profesional en ingeniería estructural.
18. Para la utilización de programas de análisis por elemento finito, se recomienda utilizarlos únicamente cuando se dispone de información geotécnica confiable, por ejemplo ensayos de laboratorio especiales (resistencia y deformación) y/o ensayos de caracterización in situ tales como ensayos CPTu, ensayos presiométricos Menard o ensayos de dilatómetro.
19. No se recomienda utilizar parámetros de resistencia y deformabilidad correlacionados de ensayos de campo tipo penetración estándar (SPT). La alta variabilidad de las correlaciones para suelos cohesivos no generase valores confiables, por lo que el modelo no será representativo de las condiciones suelo-estructura.
20. Para la utilización de programas de elemento finito, se recomienda la capacitación técnica previa en geomecánica computacional. Es sumamente importante tener claro los conceptos claves de la teoría de elemento finito.
21. Se recomienda que el Programa de Postgrado en Ingeniería Geotécnica, incluya un curso de Geomecánica Computacional, dentro de la malla curricular del Programa de Maestría en Ingeniería Geotécnica.

### **III.8. Referencias**

#### **III.8.1. Documentación técnica del proyecto: Terminal de Contenedores de Moín**

23. CH2M Hill. (2013). Informe Final de Movimientos Sísmicos Específicos para la Condición del Sitio de Referencia. Colorado: Estados Unidos.
24. CH2M Hill. (2013). Levantamientos Topográficos y Mapeo. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.

25. CH2M Hill. (2013). Informe de Datos Geotécnicos y Anexos. Colorado: Estados Unidos.
26. CH2M Hill. (2013). Estimación de Asentamientos. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
27. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Mejoramiento de Suelos. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
28. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Propiedades del Suelo. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
29. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Análisis Potencial de Licuefacción. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
30. APM Terminals. (2013). Metodología Constructiva de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. San José: Costa Rica.
31. CH2M Hill. (2013). Especificaciones Técnicas de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. Colorado: Estados Unidos.
32. CH2M Hill. (2013). Planos Constructivos de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. Colorado: Estados Unidos.

### ***III.8.2. Libros, artículos de revista, trabajos de graduación***

33. Asociación Costarricense de Geotecnia, Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica. (2009). Código de Cimentaciones de Costa Rica. 2a Edición. Editorial Tecnológica de Costa Rica: San José, Costa Rica.
34. Laporte, G (1995). Licuación de suelos y desplazamiento horizontal del terreno, inducido por sismo: análisis y evaluación para Costa Rica. Trabajo de graduación Maestría en Ingeniería Geotécnica. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
35. Idriss, I.M; Boulanger, B.W. Soil Licuefaction During Earthquakes. EERI: Oakland, Estados Unidos.
36. Kramer, S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall: New Jersey, Estados Unidos.
37. M.W. Bo. (2004). Reclamation and Ground Improvement. Cengage Learning: Lorong Chuan, Singapore.
38. Bowles, J. (1999). Foundation Analysis and Design. McGrawHill:
39. Das, B. (2012). Ingeniería de Cimentaciones. Cengage Learning: Distrito Federal, Mexico.

40. Soriano, A (2005). Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM 0.5-05. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento: Madrid, España.
41. Llorca, J (2012). Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM 2.0-11. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento: Madrid, España.

## **IV. CAPITULO 4: DISEÑO GEOTÉCNICO DEL MICRO TÚNEL PARA LA REUBICACIÓN DEL COLECTOR SANITARIO RIVERA 2, EN EL PROYECTO CIRCUNVALACIÓN NORTE**

### **IV.1. Introducción**

#### ***IV.1.1. Planteamiento del problema***

#### ***IV.1.2. Objetivo general***

- Diseñar el micro túnel para la reubicación del colector Rivera 2 del proyecto Circunvalación Norte

#### ***IV.1.3. Objetivos específicos***

- Definir el modelo geotécnico del sitio de proyecto.
- Investigar las metodologías y criterios de cálculo para el diseño geotécnico de micro túneles.
- Investigar las metodologías constructivas y equipos empleados en la ejecución de micro túneles.
- Realizar el diseño geotécnico del micro túnel utilizando métodos analíticos.
- Realizar la modelación numérica micro túnel en el software de elemento finito Phase2 de Rocscience.
- Determinar la estabilidad en el frente de excavación del micro túnel.
- Determinar el tipo de equipo de micro túneles aplicable para el proyecto.
- Realizar el análisis de esfuerzos transmitidos a la tubería empleada como recubrimiento.
- Realizar el análisis de deformaciones del superficiales sobre el eje del micro túnel.
- Comparar los resultados obtenidos mediante métodos de analíticos y los obtenidos mediante modelación numérica.
- Redactar las especificaciones técnicas.
- Elaborar planos constructivos del micro túnel propuesto.
- Elaborar el presupuesto estimado para la ejecución del muro de tablestacas ancladas diseñado.

#### ***IV.1.4. Importancia***

La importancia del proyecto radica en eliminar el sistema de alcantarillado sanitario Rivera 2 de su ubicación actual, que imposibilita el avance del proyecto Circunvalación Norte en el sector comprendido entre las estaciones 3+300 y 3+500 aproximadamente, dado que este

colector atraviesa el derecho de vía planteado actualmente para el proyecto, entre las estaciones anteriormente mencionadas.

Dicho colector interseca dos de las cimentaciones profundas a base de pilotes pre excavados que conforman el futuro viaducto que dará continuidad a la Ruta Nacional No.39 (Circunvalación), lo que detiene las obras y el avance del Contrista en ese sector.

Es de vital importancia reubicar el colector, dado que para la Administraron significa un riesgo que el Contratista se detenga y sufra atrasos imputables a esta.

Por tal motivo, se justifica el uso de técnicas sin trinchera (como los micro túneles) para remover el colector de su ubicación actual a la mayor brevedad posible y con la afectación mínima, dado que la ubicación de los trabajos es en una zona urbana.

#### ***IV.1.5. Alcance***

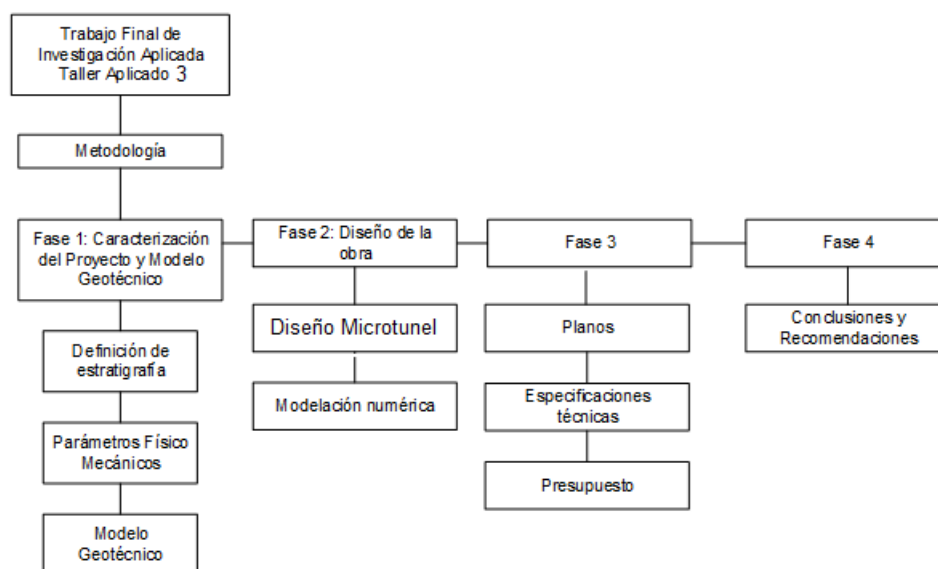
- El diseño es geotécnico.
- No se realiza la modelación hidráulica del sistema colector sanitario, se parte del diámetro y pendiente mínima/máxima por condiciones hidráulicas.
- Se analiza un único alineamiento o eje dispuesto por requerimiento del AYA.
- Se realiza un diseño estructural preliminar, que permita realizar una estimación del costo de la obra.
- El estudio se limita al uso de la información geotécnica disponible, obtenida de los ensayos in situ y pruebas de laboratorio realizadas durante la campaña de exploración, no se considera ningún análisis específico de cada tipo de ensayo realizado (SPT, CPTu, PMT etc.).
- El modelo geotécnico se limita únicamente a la estratigrafía detectada y definida para el proyecto en particular.
- El estudio no contempla la ejecución de algún tipo de ensayo de laboratorio o en sitio adicional, todo el análisis se realiza con base en los resultados obtenidos de la campaña geotécnica realizada para el proyecto de reubicación del colector Rivera 2 y la realizada para el proyecto Circunvalación Norte.
- El alcance del estudio depende de la disponibilidad y calidad de la información que se utiliza.
- El estudio económico se realiza sustentado en un estudio de costos aproximados del mercado.

#### IV.1.6. Limitaciones

- No se realizaron ensayos de laboratorio y pruebas de campo adicionales para evaluar las propiedades de los suelos o rocas.
- El programa de cómputo empleado en la modelación numérica se usa en modalidad estudiantil, lo que limita la cantidad de nodos, materiales y elementos que se pueden emplear.

#### IV.1.7. Metodología

Para realizar el diseño geotécnico y modelación numérica del micro túnel de reubicación del colector Rivera 2, se seguirá la metodología mostrada en la siguiente **Figura 146**:



**Figura 146.** Metodología TFIA Taller 3

##### IV.1.7.1.1. Fase 1

Se inicia esta fase analizando la información técnica disponible para Circunvalación Norte y con la información propiamente asociada a la reubicación del colector Rivera 2. De esta revisión y análisis se determina la información esencial para el desarrollo del trabajo de investigación aplicada. Se extraerá toda la información relacionada con características geométricas, condiciones de sitio, parámetros de los materiales, resultados de amenaza sísmica, etc. Se definirá el o los modelos geotécnicos a considerar. Se determinarán las cargas de servicio a emplear en el diseño del micro túnel.

#### *IV.1.7.1.2. Fase 2*

Una vez definido el modelo geotécnico, se procederá al análisis y diseño geotécnico de la obra de excavación subterránea, haciendo uso de las metodologías aplicables. Se parte de un alineamiento, diámetro y pendiente máxima permisible definida por diseño hidráulico. Se evalúa la condición de servicio de la obra diseñada, estimación de esfuerzo y deformaciones en el terreno. Así mismo, se evaluará el comportamiento del revestimiento (tubería), del equipo de perforación de micro túneles (TBM, por sus siglas en ingles), mediante la aplicación del software de elemento finito Phase2 de Rocscience con el cual se realizará la modelación numérica, mediante modelos de deformación plana y axisimetricos.

#### *IV.1.7.1.3. Fase 3*

Con el diseño definido, se procederá a elaborar los planos constructivos de la obra subterránea, así como las especificaciones técnicas de la misma. Dentro de las especificaciones técnicas, se profundizará en las características de la tubería empleada, del equipo de perforación y del proceso constructivo.

Se determina el presupuesto aproximado de ejecución de la cimentación, considerando el costo de materiales, costo de maquinaria y otros.

#### *IV.1.7.1.4. Fase 4*

Finalmente, con el problema planteado y resuelto, se realiza el análisis de resultados obteniéndose las conclusiones y recomendaciones del caso.

## **IV.2. Marco teórico**

### ***IV.2.1. Generalidades micro túneles***

Según se indica en Pipe Jacking Association (2017) la hincas de tubería / micro túneles es un método sin interrupciones para instalar túneles y conductos de servicios públicos mediante el empuje de tuberías a través del suelo a medida que se realiza una excavación controlada en la cara. Las tuberías fabricadas en una variedad de materiales que incluyen concreto, arcilla, grp y acero pueden ser conectadas y los diámetros de tubería estándar generalmente varían de 150 mm a 2,400 mm, o más cuando se requiera. Las longitudes de hincas pueden ser considerablemente superiores a 1 km dependiendo de los diámetros de las tuberías, las condiciones del terreno y los métodos de excavación.

Micro túnel, originalmente se usaba para describir la construcción de túneles con tomas de tubos de entrada no totalmente automáticos en diámetros más pequeños, el término ahora



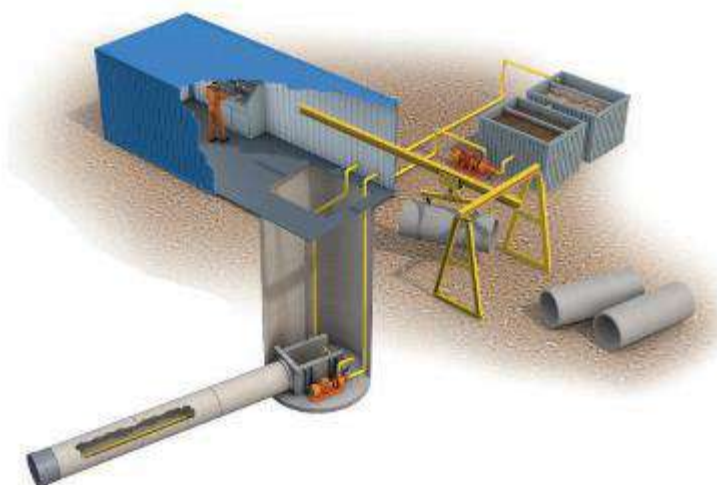
a veces también se aplica a hincas de tuberías totalmente automatizados en diámetros más grandes que pueden controlarse desde la superficie.

Las **Figura 147** y **Figura 148** muestran esquemas típicos de procesos de construcción de tuberías sin trinchera:



**Figura 147.** Configuración típica de una hinca de tubo. (TBM, por sus siglas en inglés).

Fuente: PJA (2017)



**Figura 148.** Configuración típica de micro túnel. (TBM, por sus siglas en inglés). Fuente:

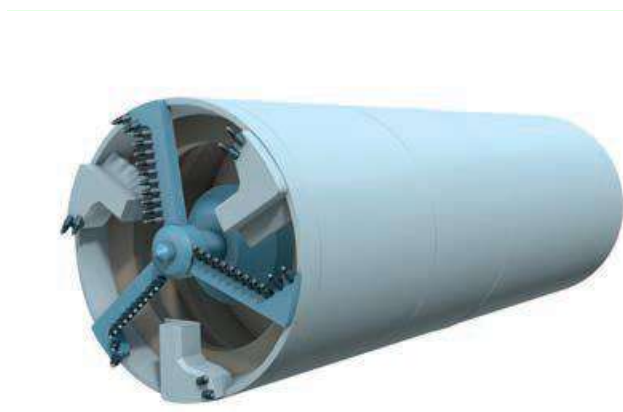
PJA (2017)

## **IV.2.2. Equipos y métodos de construcción de micro túneles**

### **IV.2.2.1. Equipos de ejecución**

Existe una gama de métodos de excavación de tubería. En la mayoría de los casos, la elección del método también depende de la selección del terreno apropiado. Se presentan brevemente los principales tipos de equipos:

**Máquina perforadora de túneles (TBM por sus siglas en inglés):** Un escudo que tiene una cabeza de corte giratorio. Varios cabezales de corte son disponibles para adaptarse a una amplia gama de condiciones del terreno. La **Figura 149** esquematiza este tipo de equipo:



**Figura 149.** Máquina Perforadora de Túneles (TBM, por sus siglas en inglés). Fuente: PJA (2017)

**Cortador con escudo:** un escudo en la cara de perforación abierto en el que un brazo rozadora está montado para fines de la excavación. La **Figura 150** esquematiza este tipo de equipo:



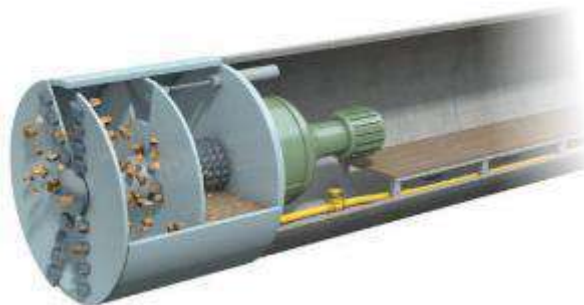
**Figura 150.** Máquina Cortadora. Fuente: PJA (2017)

**Brazo cortador con escudo:** un escudo en la cara de perforación abierto en el que un brazo cortador está montado para fines de la excavación. La **Figura 151** esquematiza este tipo de equipo:



**Figura 151.** Máquina Cortadora con brazo de excavación. Fuente: PJA (2017)

**Máquina de lodos a presión:** máquina perforadora de túneles de cara completa en la que el material excavado se transporta desde la cara suspendida en una lechada. Varios cabezales de corte están disponibles para adaptarse a un amplio rango de condiciones del terreno y puede incorporar trituradoras internas para tratar bloques y pequeñas rocas. La presión del lodo se utiliza para equilibrar las aguas subterráneas y la presión de la cara. La **Figura 152** esquematiza este tipo de equipo:



**Figura 152.** Máquina de Lodos a Presión. Fuente: PJA (2017)

**Máquina de equilibrio de presión de tierra (EPBM):** una máquina perforadora de túnel de “cara completa” en la que la excavada. El material es transportado desde la cara por un tornillo sinfín o tornillo transportador. La cara es soportada por material excavado mantenido bajo presión detrás del cabezal de corte delante del mamparo delantero. La presión es controlada por la tasa de paso de material excavado a través del tornillo sinfín equilibrado o válvulas en el tornillo transportador. La **Figura 153** esquematiza este tipo de equipo:



**Figura 153.** Máquina de Equilibrio de Presión de Tierra. Fuente: PJA (2017)

En el **Cuadro 41** se presentan una matriz para selección preliminar de métodos de excavación para terrenos secos y húmedos:

#### *IV.2.2.2. Materiales y tuberías*

Según se señala en ASCE (2015), las tuberías para micro túneles deben cumplir con los siguientes requisitos generales:

- Forma circular con una superficie exterior al ras (incluso en las articulaciones).
- Resistencia suficiente para soportar tanto las cargas de instalación como las cargas de servicio en el lugar, a largo plazo.
- Tolerancias dimensionales en longitud, rectitud, redondez, la cuadratura final, y la desviación angular permitida.
- Durabilidad para la exposición al servicio (por ejemplo, interno y resistencia a la corrosión externa, resistencia a la abrasión interna).
- Uniones capaces de un rendimiento hermético para operaciones internas.
- presiones (incluyendo presiones de trabajo y transitorias).
- La articulación también debe ser capaz eficientemente de transferencia de fuerzas de levantamiento desde el levantamiento hidráulico.
- Marco, a través de la pared de la tubería y junta, a la cara MTBM.

Hay 6 tipos de materiales para este tipo de tuberías:

- Hierro dúctil
- Mortero de polímero reforzado con fibra de vidrio
- Concreto polimérico
- Concreto reforzado
- Acero
- Arcilla vitrificada

**Cuadro 41.** Métodos de excavación para terrenos secos y húmedos. Fuente: Modificado de PJA (2017)

Método de Excavación	Diámetro Interno del tubo	Terrenos Secos		Terrenos Húmedos	
		Soporte de la cara	Observaciones	Soporte de la cara	Observaciones
<b>Cara abierta TBM</b>			Solamente aplicable a condiciones de cara estable, incluyendo roca		Solamente aplicable a condiciones de cara estable
<b>Escudo con rozadora</b>	1200-1300	No	Solamente aplicable a suelos cohesivos rígidos y rocas blandas	Estabilización química Lechadas suspendidas	-
<b>Escudo con excavadora</b>			Solamente aplicable a condiciones de cara estable		-
<b>Maquina lechada presurizada</b>			-	En sitio	-
<b>Maquina balance de presión de tierras</b>	1400-3000	En el método de construcción	-	Aditivos en ciertas condiciones	Limitada a la columna de presión de aguas
<b>Micro túnel</b>	150-1000		-	Depende del tipo de maquina	-
<b>Escudo a mano abierta</b>	1200-3000	Considerar	Limitado por consideraciones de seguridad	Estabilización química Lechadas de suspensión	Limitado a condiciones del terreno.

La selección de materiales debe basarse en muchos factores, incluyendo los siguientes:

- Condiciones de operación de la tubería (presión: operación, prueba, transitorio, y vacío).
- Entorno de servicio de tuberías (fluido, temperatura y corrosividad).
- Cargas externas (cargas de tierra, cargas superficiales vivas y aguas subterráneas cabeza)
- Diámetro interior de la tubería requerido por el diseño hidráulico.
- Compatibilidad con el equipo MTBM (diámetro exterior) y el sistema de hincado.
- Fuerzas de levantamiento anticipadas y longitudes de conducción.
- Deformación y rebote de la tubería (durante el levantamiento) para el plástico o materiales elásticos.
- Características hidráulicas del tubo.
- Disponibilidad de tubería, confiabilidad.

**Cuadro 42.** Normativa para diferentes tipos de materiales para tubería hincada. Fuente:  
Modificado de ASCE (2015)

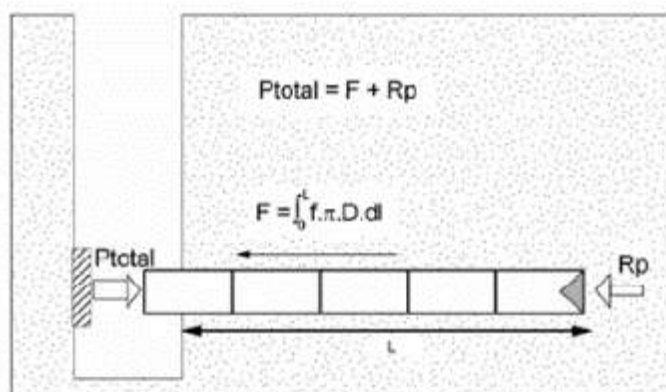
Tipo de material	Normativa	
	No presurizada	Presurizada
<b>Hierro Dúctil</b>	AWWA C150/C151, ASTM A716, ASTM A746	AWWA C150/C151
<b>Mortero de polímero reforzado con fibra de vidrio</b>	DIN 54815-1 & 2, ASTM D6783, DIN EN 14636-1	NA
<b>Concreto polimérico</b>	ASTM D3262	ASTM D3517, ASTM D3754, AWWA C950
<b>Concreto reforzado</b>	ASTM C76, ASCE 27-00	ASTM C361, AWWA C300/C302

<b>Acero</b>	ASTM A36, ASTM A139	AWWA C200, API 2B2
	Grado B, ASTM A515	
	ASTM A572, API 2B	
<b>Arcilla vitrificada</b>	ASTM C1208, EN 295-7	NA

### IV.2.3. Mecánica de micro túneles

#### IV.2.3.1. Cálculo de esfuerzos por hincia (jacking)

Según señala ISTE (2004), la carga de hincia requerida es determinada mediante la suma de la carga en la cabeza de la tuneladora  $R_p$  y las fuerza friccionante  $F$  que se generan en el contacto entre el suelo y la tubería. Se da un incremento con la longitud perforada y generalmente constituye la parte predominante del esfuerzo. Se muestra en la **Figura 154** esquemáticamente las fuerzas involucradas:



**Figura 154.** Diagrama de esfuerzos por hincia de la tubería. Fuente: ISTE (2004)

La fricción entre el suelo y los tubos depende de la naturaleza y condición del suelo y la condición de la superficie del tubo, así como de otros parámetros tales como profundidad, tamaño de la cobertura, lubricación. En general, se puede definir el esfuerzo de fricción  $f$ , de acuerdo la siguiente relación:

$$f = \frac{dF}{\pi \cdot D_{ext} \cdot dL}$$

**Ecuación 89**

Donde:

$D_{ext}$  = diámetro externo de la tubería

$dF$  = variación de las fuerzas friccionantes

dL= diferencia de longitud

Esta fricción unitaria  $f$ , se puede determinar cómo:

$$f = \mu * \sigma'$$

**Ecuación 90**

Donde:

$\mu$  = coeficiente de fricción suelo-tubería

$\sigma'$  = esfuerzo vertical efectivo

#### IV.2.3.2. Verificación de la estabilidad de la excavación

Se presenta en ISTE (2004) el método sugerido por la Asociación Inglesa de Tubería Hincada Para estimar la presión confinante requerida  $\sigma_T$  para asegurar la estabilidad del corte. Los métodos de acuerdo con el tipo de suelo (cohesivo o friccionante) se presentan a continuación:

- a) **Caso de suelos cohesivos:** en términos de corto plazo la estabilidad es ligada a la cohesión no drenada y la presión que podría ser necesaria para mantener una excavación estable está dada por la siguiente relación:

$$\sigma_T = \gamma \cdot \left( H + \frac{D_e}{2} \right) - T_c \cdot c_u$$

**Ecuación 91**

Donde:

$\gamma$  = peso unitario del suelo sobre la tubería

$H$  = altura de cobertura sobre la tubería

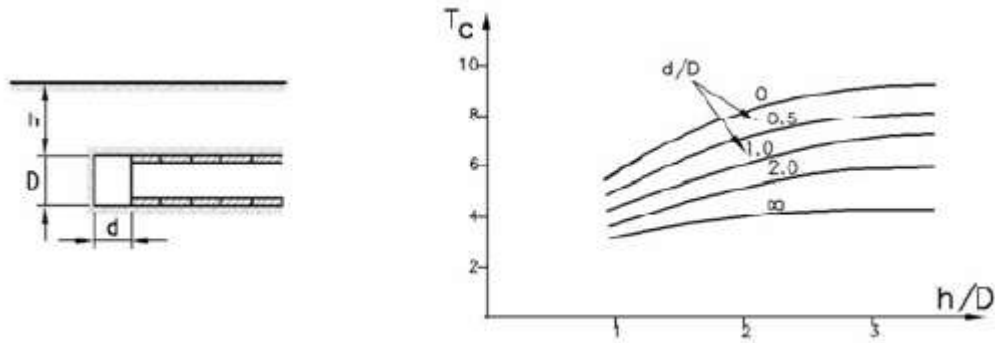
$D_e$  = diámetro de la excavación

$c_u$  = cohesión no drenada

$T_c$  = coeficiente de estabilidad del suelo cohesivo

Los valores de  $T_c$  se pueden obtener de la **Figura 155** mostrada a continuación:





**Figura 155.** Valores de coeficiente de estabilidad. Fuente: ISTE (2004)

- b) **Caso de suelos no cohesivos:** en el caso de suelos no cohesivos la estabilidad depende del ángulo de fricción del suelo  $\Phi$ . Se establecen 2 configuraciones para el cálculo:

En la ausencia de sobrecarga sobre la tubería:

$$\sigma_T = \gamma \cdot D_e \cdot T_\gamma \quad \text{Ecuación 92}$$

Donde:

$\gamma$  = peso unitario del suelo sobre la tubería

$D_e$  = diámetro de la excavación

$T_\gamma$  = coeficiente de estabilidad del suelo cohesivo

Los valores de  $T_\gamma$  se pueden obtener de la **Figura 156**.

En presencia de sobrecarga significativa  $q_s$  sobre la tubería:

$$\sigma_T = q_s \cdot T_s \quad \text{Ecuación 93}$$

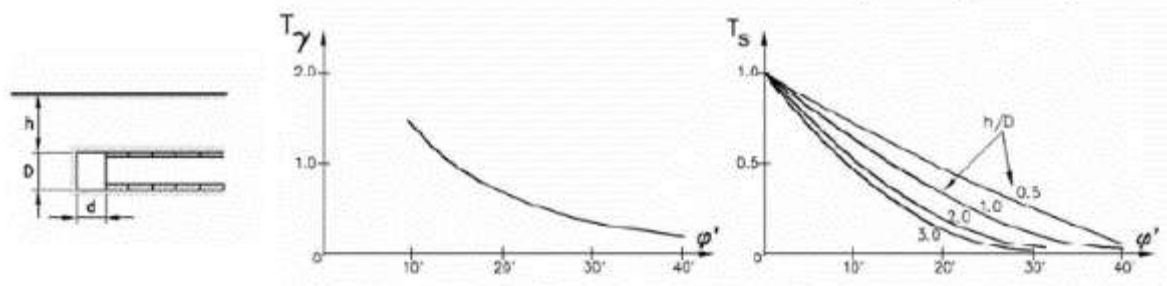
Donde:

$\gamma$  = peso unitario del suelo sobre la tubería

$D_e$  = diámetro de la excavación

$T_\gamma$  = coeficiente de estabilidad del suelo cohesivo

Los valores de  $T_s$  se pueden obtener de la **Figura 156**.



**Figura 156.** Valores de coeficiente de estabilidad. Fuente: ISTE (2004)

Basado en la **Ecuación 91**, **Ecuación 92** y **Ecuación 93**, el  $\sigma_T$  es siempre positivo, como resultado, la excavación es siempre inestable ante la falta de confinamiento.

#### IV.2.3.3. Efecto de convergencia de la superficie

La sobre excavación se presenta con la diferencia de radio entre la excavación y la tubería. Incluso en el caso de una excavación estable el terreno puede ceder sobre la tubería debido a la descarga flexible. La disminución vertical y horizontal en el diámetro de la excavación que resulta en la descarga flexible del suelo se calcula de acuerdo con el estado de las tensiones iniciales mediante la adopción de una ley de comportamiento flexible del suelo, que conduce a las siguientes relaciones:

$$\Delta_v = \frac{1 - v_s^2}{E_s} \cdot D_e \cdot (3 \cdot \sigma_v - \sigma_h) \quad \text{Ecuación 94}$$

Y

$$\Delta_h = \frac{1 - v_s^2}{E_s} \cdot D_e \cdot (3 \cdot \sigma_h - \sigma_v) \quad \text{Ecuación 95}$$

Donde:

$\Delta_v$  = reducción del diámetro de la excavación en la dirección vertical

$\Delta_h$  = reducción del diámetro de la excavación en la dirección horizontal

$v_s$  = coeficiente de Poisson del suelo

$E_s$  = módulo de Young del suelo

Si se aplica una presión  $p$  dentro de la sobre excavación (en los casos que se usa un lubricante) esto conduce a un aumento constante  $\Delta_p$  en la excavación del diámetro:

$$\Delta_p = \frac{1+V_s}{2.E_s} . p' . D_e$$

Ecuación 96

Donde:

$V_s$  = coeficiente de Poisson del suelo

$E_s$  = módulo de Young del suelo

$D_e$  = diámetro de la excavación

$p' = p -$  presión de poro

#### IV.2.3.4. Esfuerzos de fricción para excavaciones inestables en suelos granulares

##### IV.2.3.4.1. Esfuerzos normales

Como se muestra en la **Figura 157** los esfuerzos verticales y horizontales en un punto P en la tubería están dados por:

$$\sigma_v = \sigma_{EV} + \gamma(D_e / 2 - y) \quad \text{Ecuación 97}$$

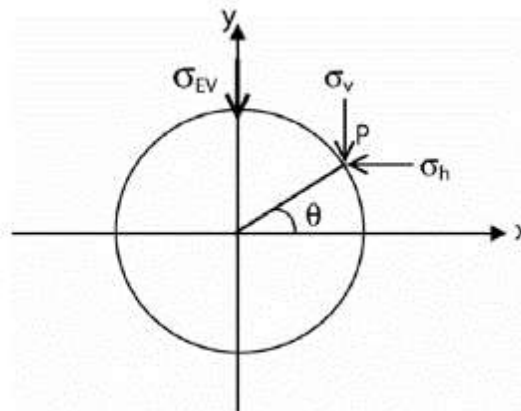
$$\sigma_h = K_2[\sigma_{EV} + \gamma(D_e / 2 - y)] \quad \text{Ecuación 98}$$

Donde:

$\sigma_{EV}$  = esfuerzo vertical en la cúspide de la tubería

$y$  = ordenada del punto P con respecto al centro de la tubería

$K_2$  = coeficiente de empuje actuando en la tubería, = 0.3



**Figura 157.** Estado de esfuerzos alrededor de la tubería. Fuente: ISTE (2004)

El esfuerzo normal  $n$  actuando en la superficie del tubo por metro lineal se obtiene por integración del esfuerzo normal sobre la superficie entera, y se define de la siguiente manera:

$$n = D_{ext} \cdot \frac{\pi}{2} \left\{ \left( \sigma_{EV} + \frac{\gamma D_e}{2} \right) + K_2 \cdot \left( \sigma_{EV} + \frac{\gamma D_e}{2} \right) \right\} \quad \text{Ecuación 99}$$

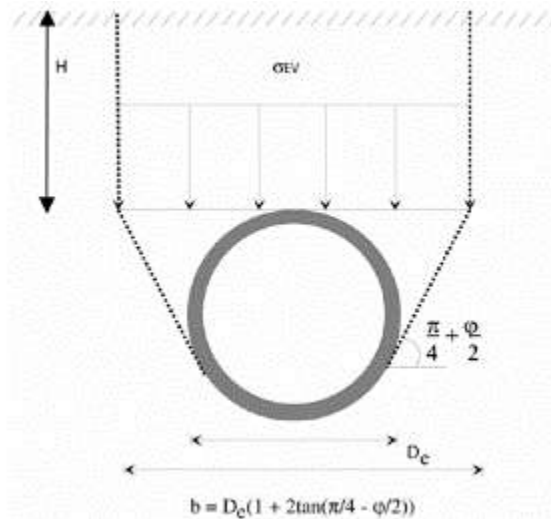
Donde:

$D_e$  = diámetro externo de la tubería

#### IV.2.3.4.2. Esfuerzos vertical $\sigma_{ev}$

La excavación del túnel disturba el estado inicial de esfuerzo en el terreno. El nuevo estado de esfuerzo provoca una relajación como resultado del desplazamiento vertical.

El modelo presentado por Terzaghi en 1951 asume que el suelo sobre el tubo se desliza con respecto a dos planos verticales. Este movimiento es suficiente para que se generen planos de falla por corte, como se muestra en la **Figura 158**:



**Figura 158.** Planos de falla según el modelo de Terzaghi. Fuente: ISTE (2004)

La resolución de la ecuación diferencial de equilibrio vertical, permite obtener la carga vertical en la cúspide de la tubería:

$$\sigma_{EV} = \frac{b \cdot (\gamma - \frac{2 \cdot c}{b})}{2 \cdot K \cdot \tan \delta} \cdot (1 - e^{-2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot H / b}) \quad \text{Ecuación 100}$$

Donde:

$H$  = altura de cobertura sobre la corona del tubo

$\gamma$  = peso unitario del suelo por encima de la corona del tubo

$K$  = coeficiente de presión horizontal del suelo sobre la tubería

$b$  = ancho de la excavación afectada

$\delta$  = ángulo de fricción del suelo descompresionado

$c$  = cohesión del suelo

#### IV.2.3.5. Esfuerzos de fricción para excavaciones inestables en suelos cohesivos

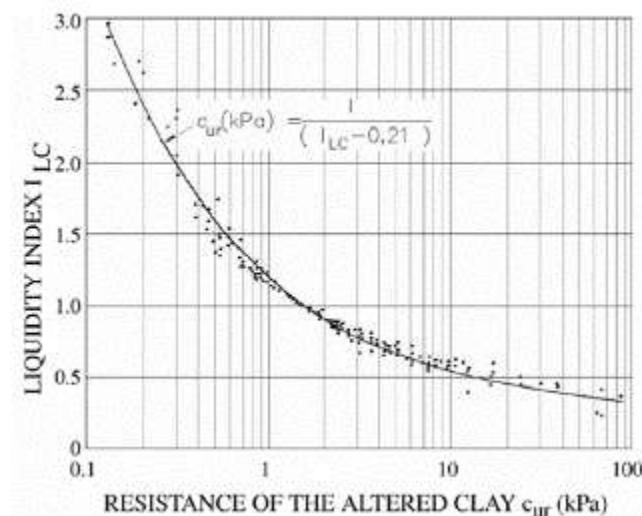
Los esfuerzos de corte generados entre la tubería y el suelo son dependientes de la cohesión no drenada  $c_u$ , del parámetro  $\beta$  (se puede emplear un valor promedio de 0.6) caracterizando la interacción suelo-tubería y la superficie total de la tubería hincada. De hecho, durante el proceso de hincado el suelo se ve remodelado y es mejor considerar la cohesión no drenada remodelada  $c_{ur}$ , esto es:

$$F = \beta \cdot c_{ur} \cdot \pi \cdot D_{ext} \cdot L \quad \text{Ecuación 101}$$

La cohesión remodelada se puede estimar de la relación:

$$I_L = (w - w_p)/IP \quad \text{Ecuación 102}$$

Usando la relación mostrada en la **Figura 159**:



**Figura 159.** Estimación de la cohesión no drenada remodelada. Fuente: ISTE (2004)

#### IV.2.3.6. Esfuerzos de fricción para excavaciones estables

Si la excavación resulta estable pero la convergencia es tal que el suelo entra en contacto con la tubería, las condiciones mostradas en las secciones **IV.2.3.4** y **IV.2.3.5** aplican.

Si la excavación permanece estable y la convergencia es menor que el espacio anular, el tren de tuberías se desliza en su base dentro del espacio anular abierto. Las fuerzas de fricción dependen entonces de la naturaleza del contacto entre el suelo y la tubería.

#### IV.2.3.6.1. Suelo friccionante

Las fuerzas de fricción son iguales al producto del peso muerto de las tuberías y al coeficiente de fricción suelo-tubería:

$$F = \mu.L.W \quad \text{Ecuación 103}$$

Donde:

W = peso unitario por metro lineal de tubería

L = longitud total de la tubería hincada

$\mu$  = coeficiente de fricción suelo – tubería

En el caso de una excavación estable ubicada debajo del nivel freático ( $\gamma_w$ ), o cuando el espacio anular está completamente lleno con lodo de bentonita ( $\gamma_b$ ), la tubería se somete a flotación, que se opone directamente a su propio peso. Entonces es aconsejable considerar el peso saturado de la tubería. Si es negativo, entonces la tubería flotará y la fricción actuará sobre la corona, de ahí la siguiente fórmula general:

$$F = \mu.L \left| W - \pi.\gamma_l \cdot \frac{D_{\text{ext}}^2}{4} \right| \quad \text{Ecuación 104}$$

Donde:

$\gamma_l = \gamma_w \text{ o } \gamma_b$

$D_{\text{ext}}$  = diámetro externo de la tubería

#### IV.2.3.6.2. Suelo cohesivo

En el caso de suelos cohesivos, se emplea la misma metodología de cálculo mostrada en **IV.2.3.6.1.**

#### IV.2.3.7. Esfuerzos de hincada (pipe jacking)

En esta sección se presentan guías para estimar los esfuerzos de hincada en la tubería a ser empleados en el pozo de ataque / pozo inicial de la máquina tuneladora.

Estas tensiones resultan de las fuerzas de fricción dinámicas, que variarán con la longitud del gato, a las que se deben agregar las tensiones relacionadas con la fricción adicional

causada por las paradas en el gato, así como las fuerzas que generalmente se transmiten a la cabeza de la máquina perforadora.

#### IV.2.3.7.1. Fricción dinámica: suelos no cohesivos

Se determina el esfuerzo vertical tal y como se muestra en la sección **IV.2.3.4.2**. Se determina el esfuerzo normal a la tubería acorde al procedimiento mostrado en la sección **IV.2.3.4.1**.

A partir de los calculo realizados según se señala en el párrafo anterior, se determina la fuerza friccionante multiplicando la fuerza normal local  $n$  por el valor de  $\mu$  suelo-fricción. La fuerza total resulta de la integración de esfuerzos locales en la longitud hincada  $L$ :

$$F = \int_0^L n \cdot \mu \cdot dl \quad \text{Ecuación 105}$$

Para los cálculos, ISTE (2004) recomienda los siguientes valores de  $\mu$ :

- sin lubricación:  $\mu = 0,3$  en general y  $\mu = 0,4$  para suelos muy gruesos
- con lubricación:  $\mu = 0,1$  (inyección continua, volumen inyectado > espacio anular)
- con lubricación:  $\mu = 0,15$  a  $0,2$  (inyección intermitente, volumen inyectado) <espacio anular)

#### IV.2.3.7.2. Fricción dinámica: suelos cohesivos

En el caso de suelo cohesivo, primero es necesario verificar si la excavación es estable. La estabilidad se garantiza si la tensión  $\sigma_T$  dada por la relación a continuación es negativa o cero.

$$\sigma_T = \gamma \cdot \left( H + \frac{D_e}{2} \right) - T_c \cdot C_u \quad \text{Ecuación 106}$$

Donde:

$H$  = altura de la cobertura sobre la corona del tubo

$D_e$  =diámetro externo de la tubería

$C_u$  = cohesión no drenada del suelo

$T_c$  =coeficiente de estabilidad, ver **Figura 155**.

Si la excavación es estable la convergencia se determina como se muestra en la sección **IV.2.3.3**.

#### IV.2.3.7.3. Esfuerzos en la cabeza de perforación

El esfuerzo en la cabeza de corte depende esencialmente de la naturaleza del terreno, el diámetro de perforación y los parámetros de perforación (velocidad de levantamiento, flujos de deshilachado).

El esfuerzo en la cabeza de corte  $R_p$  puede caracterizarse por  $r_p$ , resistencia aparente en la cabeza, que incluye el efecto de los esfuerzos en la rueda de corte y la de la presión del líquido de eliminación:

$$R_p = r_p \cdot \pi \cdot \frac{D_e^2}{4}$$

**Ecuación 107**

Los resultados experimentales que se presentan en ISTE (2004) muestran valores máximos y medios de  $r_p$  que se han clasificado según tres grupos de suelo: arena, arena y grava, y arcilla. Los valores se resumen en el **Cuadro 43**:

**Cuadro 43.** Valores promedio y máximos de  $r_p$ . Fuente: Modificado de ISTE (2004)

	Arena (kPa)	Arena + Grava (kPa)	Arcilla (kPa)
Max $r_p$	1800	2300	800
Promedio $r_p$	1000	1700	600

#### IV.2.3.8. Cálculo de sección transversal

Existen esencialmente dos situaciones de dimensionamiento para tuberías:

- **Durante el trabajo:** en el curso de operaciones de hincas, donde las tuberías están sujetas esencialmente a cargas axiales causadas por esfuerzos de hincas, posiblemente descentrados debido a posibles desalineaciones.
- **Durante la operación:** bajo el efecto de diversas cargas transversales que se ejercen sobre las tuberías enterradas: cargas en el suelo, cargas de agua externas o internas, sobrecargas superficiales (permanentes o de tráfico).

##### IV.2.3.8.1. Cargas verticales

Las cargas verticales se obtienen mediante el procedimiento mostrado en la sección IV.2.3.4.2.



#### IV.2.3.8.2. Cargas horizontales

La presión lateral se ejerce efectivamente sobre la estructura solo si el tipo de estructura y las inyecciones son tales que el contacto entre el suelo y el recubrimiento se asegura con suficiente eficacia: los espacios residuales son muy pocos y se distribuyen regularmente.

La presión lateral es proporcional a la presión vertical y la asumimos como constante en la altura de la estructura. Está dada por la siguiente expresión, donde  $q_0$  es el efecto de una sobrecarga.

$$\sigma_h = K \left( \sigma_{EV} + \frac{D_e}{2} \gamma + q_0 \right) \quad \text{Ecuación 108}$$

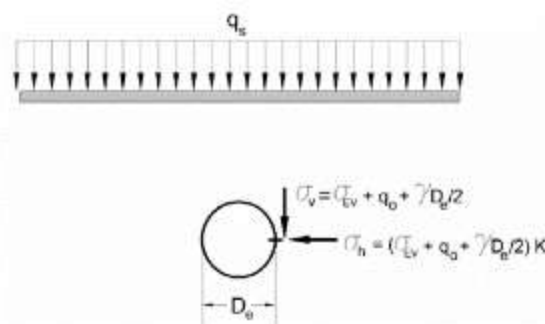
Donde:

$\sigma_h$  = tensión horizontal del suelo a la altura del centro de la tubería

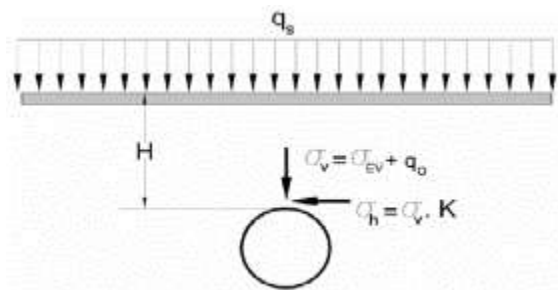
$\sigma_{EV}$  = tensión vertical del suelo a nivel de la generatriz superior de la tubería calculada previamente

El efecto de una sobrecarga se puede apreciar en la **Figura 161**.

$$q_0 = q_s \cdot e^{-2K \tan \delta H/b} \quad \text{Ecuación 109}$$



**Figura 160.** Acción de la fuerza activa. Fuente: ISTE (2004)



**Figura 161.** Efecto de una sobre carga  $q_s$ . Fuente: ISTE (2004)

#### IV.2.3.8.3. Consideraciones estructurales

Se hace mención breve de los métodos de cálculo estructural de elementos tipo anillo, sometidas a presiones de suelos.

Para un anillo circular sujeto a presión uniforme externa o a vacío, la tensión crítica-de aplastamiento ( $P_{cr}$ ) es definida como:

$$P_{cr} = 0.03 EI / (r^3(1 - \nu^2)) \quad \text{Ecuación 110}$$

Donde:

$E$  = módulo de elasticidad del material del tubo (kPa)

$I$  = momento de inercia de la pared del tubo ( $m^4/m$ )

$r$  = radio interno del tubo (m)

$\nu$  = coeficiente de Poisson del material del tubo

Otro factor a considerar es la rotura de la pared, bajo este concepto se describe la condición en la cual el esfuerzo en el material de la pared del tubo pasa su límite de proporcionalidad hasta llegar a la fluencia, provocando la falla

$$\text{Compresion Angular} = \frac{P_v D_e}{2A} \quad \text{Ecuación 111}$$

Donde:

$P_v$  = presión vertical

$D_e$  = diámetro externo del tubo

$A$  = área de sección transversal

### IV.2.4. Predicción y control asentamientos inducidos

#### IV.2.4.1. Generalidades

Según se señala en Guglielmetti, V. et al. (2007): Los movimientos superficiales son una consecuencia inevitable de la excavación y construcción de un túnel. La excavación del túnel causa la relajación de la tensión in situ, que solo está parcialmente restringida por la

inserción del soporte del túnel. De hecho, no es posible crear un vacío instantáneamente y proporcionar un forro infinitamente rígido para llenarlo exactamente. Por lo tanto, una cierta cantidad de la deformación del suelo tendrá lugar en la profundidad del túnel; esto desencadenará una cadena de movimientos, lo que resultará en asentamientos en la superficie del suelo, que se volverán más significativos con la disminución de la profundidad del túnel.

Los asentamientos superficiales son debidos a 3 aspectos principalmente:

1. Los asentamientos a corto plazo (o inmediatos) causados por la excavación del túnel, que son una función de: la estabilidad de la cara del túnel, la velocidad de avance, el tiempo necesario para instalar el revestimiento del túnel y, en caso de tunelización mecanizada, el tiempo necesario para llenar el vacío de la cola.
2. Los asentamientos debidos a la deformación del revestimiento del túnel. Este componente puede ser relevante para túneles de gran diámetro a poca profundidad.
3. Los asentamientos a largo plazo, debido a la consolidación primaria (que normalmente ocurre en suelos cohesivos o compresibles durante la disipación del exceso de presión de poros) y la consolidación secundaria (una forma de arrastre del suelo que se controla en gran medida por la velocidad a la que el esqueleto de los suelos compresibles puede ceder y comprimir).

#### ***IV.2.5. Pozos de ataque***

##### *IV.2.5.1. Generalidades de pozos de ataque*

Acorde a ISTE (2004), la tubería está conectada en línea recta entre un pozo de arranque y un pozo de salida, ejes que, de ser necesario, pueden usarse en la etapa final como limpiezas. Las diferentes funciones del pozo de arranque son las siguientes:

- Instalación de la estación de derrame, con su carcasa posterior de soporte,
- Instalación del sistema de medición láser.
- Montaje de la máquina taladradora y de los elementos de la tubería,
- Remoción de tierra.

La dimensión del pozo de arranque depende de:

- La longitud de los elementos de tubería (generalmente de uno a dos metros, o incluso de tres metros).
- La dimensión total del marco de elevación.
- El área de trabajo requerida para varias conexiones (cables, desmonte tuberías, etc.).

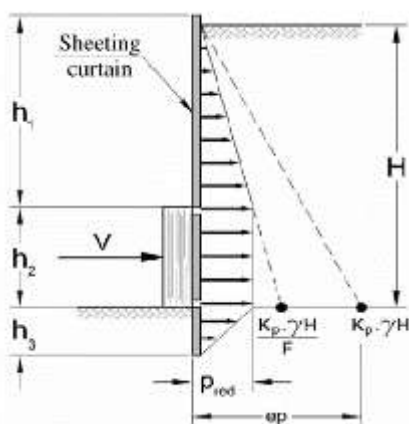
- Finalmente, la dimensión global del marco de empuje.

#### IV.2.5.2. Diseño de pozos de ataque

##### IV.2.5.2.1. Aspectos generales

La elección deberá hacerse de acuerdo a la naturaleza y propiedades de suelos encontrados, así como la presencia de agua subterránea no confinada a una profundidad que es menor que la del pozo.

Las estructuras de retención (aparte de la pared de empuje) también están dimensionadas en de manera clásica (cálculo de la presión pasiva de la tierra o por módulos de reacción). La **Figura 162** muestra un esquema de las cargas, la fuerza  $V$  se determinada acorde a la sección IV.2.3.1. Los empujes se determinan con las teorías clásicas que se resumen en la sección IV.2.5.2.2.



**Figura 162.** Principio de cálculo de la pared de pozo. Fuente: ISTE (2004)

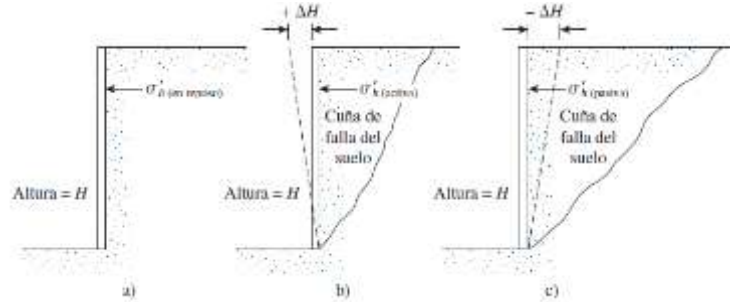
##### IV.2.5.2.2. Empujes de tierra

###### A. Introducción

El diseño adecuado de estructuras de contención requiere una estimación de la presión lateral de tierra, que es una función de varios factores, como:

- El tipo y la cantidad de movimiento de los muros.
- Los parámetros de la resistencia cortante del suelo.
- El peso específico del suelo.
- Las condiciones de drenaje en el relleno.

La **Figura 163** muestra un muro de retención de altura  $H$ , con diferentes condiciones de restricción en la cúspide:



**Figura 163.** Presión lateral del suelo en un muro de retención. Fuente: Modificado de Das (2012)

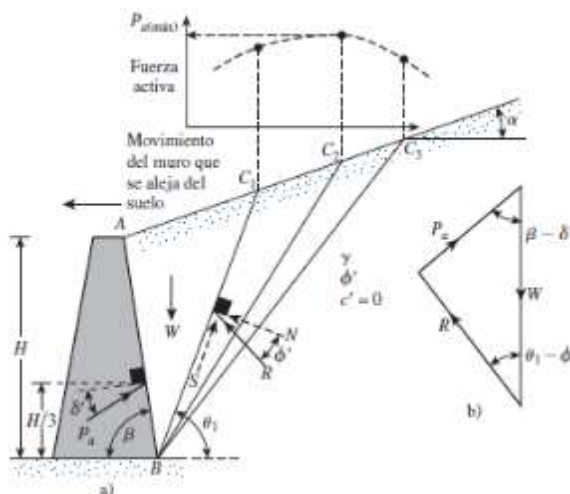
De acuerdo a la dirección del desplazamiento, respectivamente, se puede inferir que:

- d) El movimiento del muro se puede restringir. La presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad se denomina presión en reposo de tierra.
- e) El muro se puede inclinar por el suelo retenido. Con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. A la presión lateral para esta condición se le refiere como presión activa de tierra.
- f) El muro se puede empujar hacia el suelo retenido. Con un movimiento suficiente del muro, fallará una cuña de suelo. A la presión lateral para esta condición se le refiere como presión pasiva de tierra.

#### *B. Estimación de la presión activa de tierra*

En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular. En esta teoría se toma en consideración la fricción del muro.

Para aplicar la teoría de la presión activa de tierra de Coulomb, se considera un muro de retención con su cara posterior inclinada a un ángulo  $\beta$  con la horizontal y el relleno es un suelo granular con un ángulo  $\alpha$  con la horizontal tal y como se muestra en la **Figura 164**:



**Figura 164.** Presión activa de Coulomb. Fuente: Modificado de Das (2012)

Se considera  $\delta'$  como el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir, el ángulo de fricción del muro).

Ante presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa de suelo (hacia la izquierda en la figura). Coulomb supuso que, en ese caso, la superficie de falla en la masa de suelo sería un plano (por ejemplo,  $BC_1, BC_2, \dots$ ). Por lo tanto, para determinar la fuerza activa, se considera una cuña de falla de suelo posible  $ABC_1$ . Las fuerzas que actúan sobre esta cuña (por longitud unitaria a ángulos rectos respecto a la sección que se muestra) son las siguientes:

- d) El peso de la cuña,  $W$ .
- e) La resultante,  $R$ , de las fuerzas cortantes normal y resistente a lo largo de la superficie,  $C_1$ . La fuerza  $R$  estará inclinada a un ángulo  $\Phi'$  respecto a la normal trazada hasta  $BC_1$ .
- f) La fuerza activa por longitud unitaria del muro,  $P_a$ , que estará inclinada a un ángulo  $\delta'$  respecto a la normal trazada hasta la cara posterior del muro.

El valor máximo de  $P_a$  determinado de esta manera es la fuerza activa de Coulomb, que se puede expresar como:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad \text{Ecuación 112}$$

Donde,

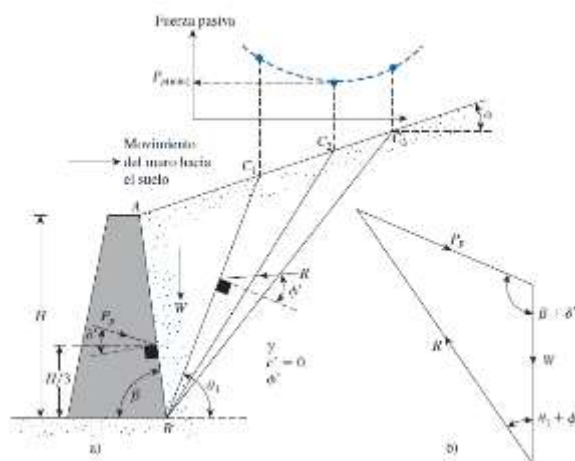
$$K_a = \frac{\sin^2 (\beta + \varphi')}{\sin^2 \beta \sin (\beta - \delta') \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi' + \delta') \sin (\varphi' - \alpha)}{\sin (\beta + \delta') \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 113}$$

Para efectos de diseño de muros de retención, el valor del ángulo de fricción del muro  $\delta'$  se supone que está entre  $\frac{\varphi'}{2}$  y  $\frac{2\varphi'}{3}$ .

### C. Estimación de la presión pasiva de tierra

En 1776 Coulomb también presentó un análisis para determinar la presión pasiva de tierra (es decir, cuando el muro se mueve hacia la masa de suelo) para muros con ángulo de fricción ( $\delta' =$  ángulo de fricción del muro) y conteniendo un material de relleno granular.

Para determinar la fuerza pasiva de Coulomb,  $P_p$ , se considera el muro que se muestra en la **Figura 165**:



**Figura 165.** Presión pasiva de Coulomb. Fuente: Modificado de Das (2012)

Igual que en el caso de la presión activa, Coulomb supuso que la superficie potencial de falla en el suelo era un plano. Para una cuña de falla de prueba de suelo, como la  $ABC_1$ , las fuerzas por longitud unitaria del muro que actúan sobre la cuña son:

- d) El peso de la cuña,  $W$ .
- e) La resultante,  $R$ , de las fuerzas normal y cortante sobre el plano  $BC_1$ .
- f) La fuerza pasiva,  $P_p$ .

El valor máximo de  $P_p$  determinado de esta manera es la fuerza activa de Coulomb, que se puede expresar como:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

Ecuación 114

Donde,

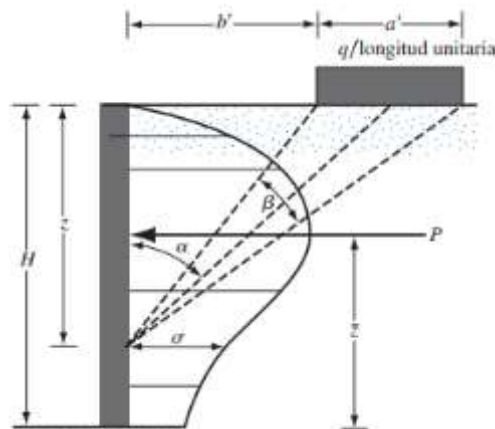
$$K_p = \frac{\sin^2 (\beta - \varphi')}{\sin^2 \beta \sin (\beta + \delta') \left[ 1 - \frac{\sin (\varphi' + \delta') \sin (\varphi' + \alpha)}{\sin (\beta + \delta') \sin (\alpha + \beta)} \right]^2}$$

Ecuación 115

Observe que la fuerza pasiva resultante,  $P_p$ , actuará a una distancia  $H/3$  desde el fondo del muro y estará inclinada a un ángulo  $\delta'$  con la normal trazada hasta la cara posterior del muro.

#### D. Presión lateral debido a sobrecarga

En la **Figura 166** se muestra una carga de franja con una intensidad de  $q$ /área unitaria ubicada a una distancia  $b'$  de un muro:



**Figura 166.** Presión lateral casada por una carga de franja. Fuente: Modificado de Das (2012)

Con base en la teoría de la elasticidad, el esfuerzo horizontal,  $\sigma$ , a cualquier profundidad  $z$  sobre una estructura de retención es:

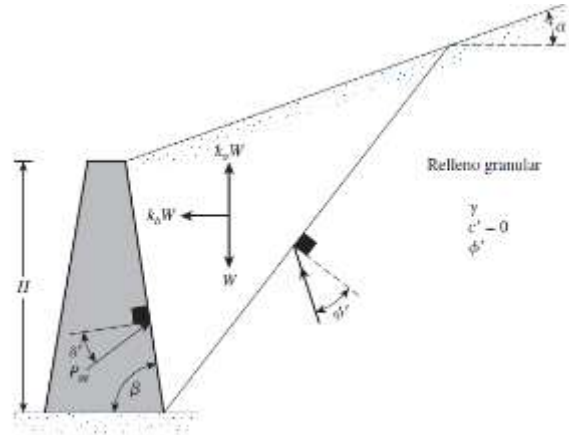
$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

Ecuación 116



### A. Presión activa de tierra para condiciones sísmicas

La teoría de la presión activa de tierra de Coulomb se puede ampliar para tomar en cuenta las fuerzas ocasionadas por un sismo. En la **Figura 167** se muestra una condición de presión activa con un relleno granular ( $c' = 0$ ).



**Figura 167.** Presión activa en condición sísmica. Fuente: Modificado de Das (2012)

Se observa que las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla del suelo son esencialmente las mismas para el caso estático con la adición de  $K_h W$  y  $K_v W$  en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente;  $K_h$  y  $K_v$  se pueden definir como:

$$K_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad \text{Ecuación 117}$$

$$K_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad \text{Ecuación 118}$$

La relación para la fuerza activa por longitud unitaria del muro ( $P_{ae}$ ) se puede determinar con:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_r) K_{ae} \quad \text{Ecuación 119}$$

Donde,

$$K_{ae} = \text{coeficiente de presión activa de tierra}$$

$$= \frac{\sin^2 (\phi' + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin (\beta - \theta' - \delta') \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi' + \delta') \sin (\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin (\beta - \delta' - \theta') \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 120}$$

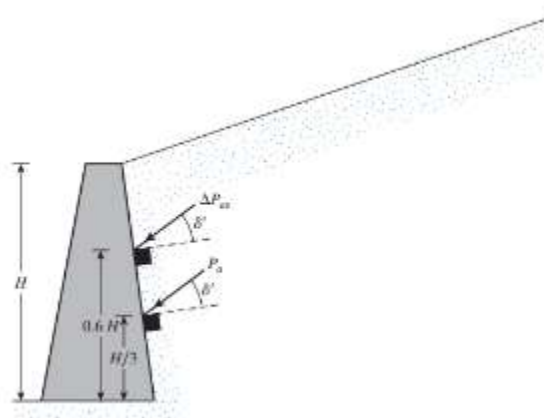
$$\theta' = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$$

Ecuación 121

Finalmente, se determina la diferencia de presiones  $\Delta P_{ae}$ , la cual actúa a una distancia de  $0.6H$  según se puede observar en la **Figura 168**:

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$$

Ecuación 122



**Figura 168.** Determinación del punto de acción de  $\Delta P_{ae}$ . Fuente: Modificado de Das (2012)

#### **IV.2.6. Modelación numérica en ingeniería geotécnica**

##### **IV.2.6.1. Generalidades del método de elementos finitos**

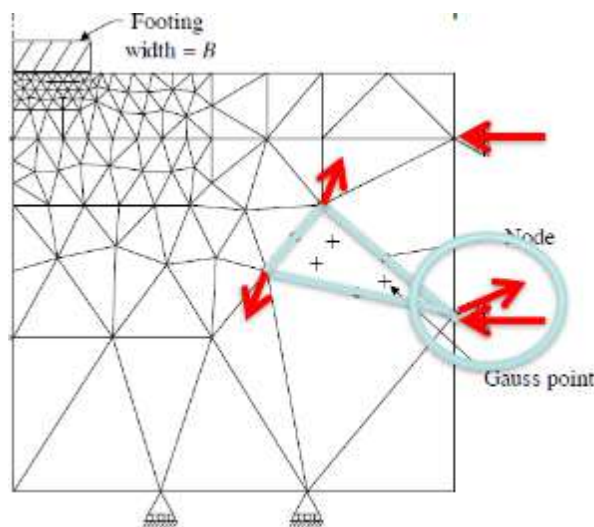
El método de los elementos finitos (MEF) permite obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo, estructura o dominio (cuando es un medio continuo) sobre el que están definidas ciertas ecuaciones diferenciales en forma débil o integral que caracterizan el comportamiento físico del problema dividiéndolo en un número elevado de subdominios no intersectantes entre sí denominados (elementos finitos). El conjunto de elementos finitos forma una subdivisión del dominio también denominada discretización.

Dentro de cada elemento se distinguen una serie de puntos representativos llamados nodos. Dos nodos son adyacentes si pertenecen al mismo elemento finito; además, un nodo sobre la frontera de un elemento finito puede pertenecer a varios elementos. El conjunto de nodos considerando sus relaciones de adyacencia se llama malla.

Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para discretización del dominio en elementos finitos. La generación de la malla se realiza usualmente con programas especiales llamados generadores de mallas, en una etapa previa a los cálculos que se denomina pre proceso.

Toda la información del modelo se la transmiten entre los diferentes elementos mediante los nodos. Es decir, si los nodos no son comunes o no están relacionados de alguna manera, aunque ocupen la misma posición no habrá transferencia de información.

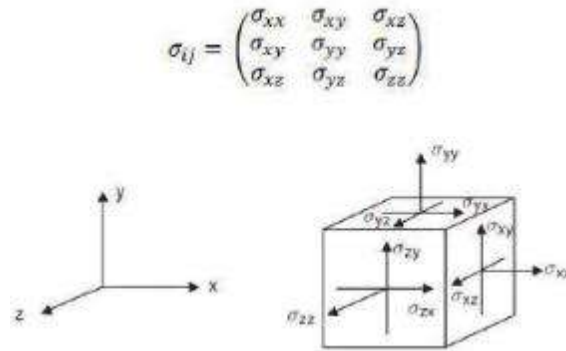
De acuerdo con estas relaciones de adyacencia o conectividad se relaciona el valor de un conjunto de variables incógnitas definidas en cada nodo y denominadas grados de libertad. El conjunto de relaciones entre el valor de una determinada variable entre los nodos se puede escribir en forma de sistema de ecuaciones lineales (o linealizadas). La matriz de dicho sistema de ecuaciones se llama matriz de rigidez del sistema. El número de ecuaciones de dicho sistema es proporcional al número de nodos y al número de grados de libertad de cada nodo.



**Figura 169.** Ejemplo de una malla de elementos finitos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

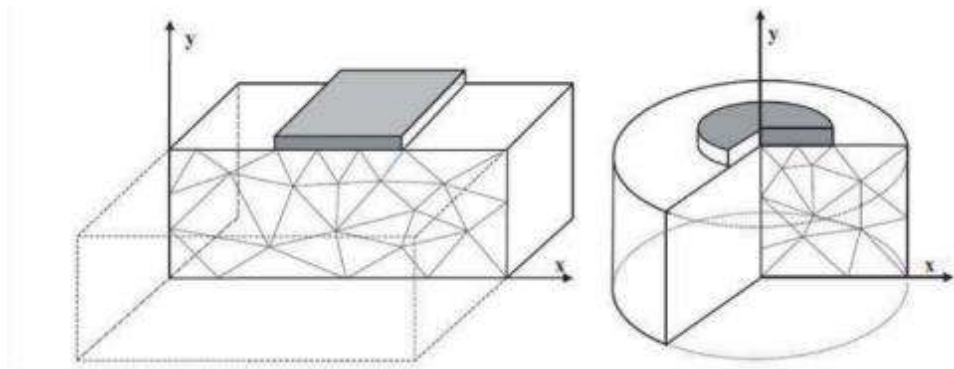
#### IV.2.6.2. Deformación plana y axial simétrica

El comportamiento del suelo suele analizarse como un elemento tri fase, donde se estudia tanto el comportamiento del esqueleto sólido, como el de los fluidos (aire y agua) existente en sus poros. Atendiendo al estudio del esqueleto sólido (lo que se suele referir como cálculo en tensiones efectivas), si se considera un comportamiento tridimensional, las tensiones sobre un elemento diferencial se pueden ver como se ilustran la **Figura 92**:



**Figura 170.** Sistema global de coordenadas y convección de signos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

A partir de este planteamiento general tridimensional, se pueden observar tres casos particulares de tensión que suponen una simplificación de las matrices: deformación plana, axilsimetría y tensión plana, la **Figura 93** muestra los casos plantados:



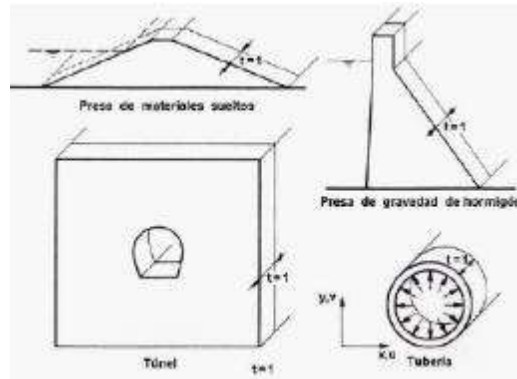
**Figura 171.** Ilustración esquemática del problema de deformación plana y simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### Deformación plana

Un problema de deformación plana es aquel en que el que una de las dimensiones (longitud) del elemento de estudio es mucho mayor que las otras dos, y sobre ella actúan únicamente cargas uniformemente distribuidas a lo largo de toda la longitud del elemento y están contenidas en plano ortogonales al eje que une los centros de gravedad de las distintas secciones transversales.

De una forma más intuitiva, un cuerpo en un estado de deformación plana es aquel que se puede analizar descomponiendo el cuerpo en rebanadas idénticas y estudiar sobre cada rebanada la distribución de deformaciones como problema bidimensional usando dos coordenadas para la posición de cada punto sobre cada una de las rebanadas (por ejemplo,

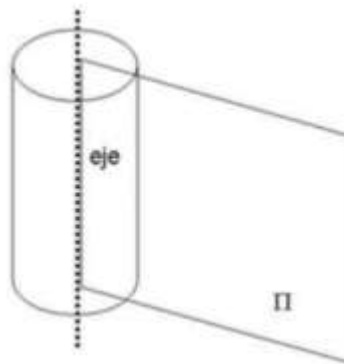
una presa en un valle abierto, un túnel en la zona alejada de los emboquilles, una tubería sometida a la presión interior o un muro de gran longitud). La **Figura 94** muestra ejemplos de estructuras que pueden modelarse utilizando el criterio de deformación plana:



**Figura 172.** Aplicación del estado de deformación plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### Simetría axial o axil simétrica

La simetría axial, también llamada rotacional, radial o cilíndrica, es una simetría alrededor de un eje en lugar de un plano. En este caso, se deben transformar las coordenadas cartesianas en polares, siendo las tensiones y deformaciones independientes del ángulo  $\theta$  que define el plano  $\Pi$  con respecto a los ejes coordenados cartesianos, como se puede observar en la **Figura 95**:

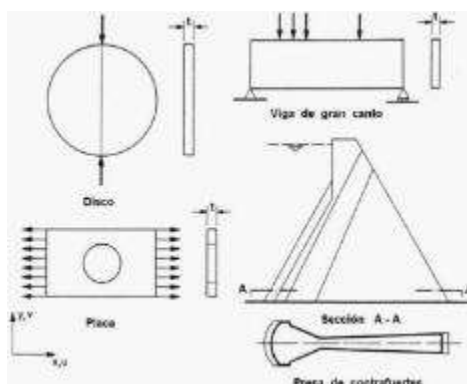


**Figura 173.** Aplicación de estados de simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

Este tipo de simplificación sería aplicable, por ejemplo, al cálculo del comportamiento de un único pilote frente a carga axial, una zapata-losa circular sometida a carga simétrica, un pozo cilíndrico excavado por niveles horizontales, etc.

### Tensión plana

Un problema de tensión plana es aquel en que una de las dimensiones (espesor) del elemento de estudio es mucho menor que las otras dos, y las cargas actúan únicamente en el plano medio del elemento. Ejemplos de este estado tensional pueden ser discos o placas de reducido espesor sometidas a esfuerzos en su plano, vigas de gran canto y cada uno de los contrafuertes de una presa de esta tipología.



**Figura 174.** Aplicación de estados de tensión plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

#### IV.2.6.3. Modelos constitutivos

##### IV.2.6.3.1. Definición

Según Lees (2016), un modelo constitutivo es una serie de expresiones matemáticas que relacionan esfuerzos y deformaciones y que se usan para modelar el comportamiento de un material en un elemento. Cuando se implementa dentro de un modelo de elemento finito, que también asegura equilibrio y compatibilidad entre cada elemento, el modelo constitutivo permite modelar complejos problemas para ser analizados, y desplazamientos y esfuerzos pueden ser calculados en donde sea en el modelo en cualquier etapa de construcción.

##### IV.2.6.3.2. Tipos comunes de modelos constitutivos

Raramente un modelo constitutivo lineal es suficiente para modelar el comportamiento del suelo porque el suelo es un material blando con deformaciones irreversibles, dilatación por corte u otros comportamientos asociados a que tan cerca o lejos se está de la falla no son recreados por un modelo elástico. Por tanto, los modelos constitutivos necesitan tanto comportamiento elástico como plástico para producir predicciones suficientemente precisas.

Algunos de los modelos constitutivos más usados se resumen de manera generalísima a continuación:

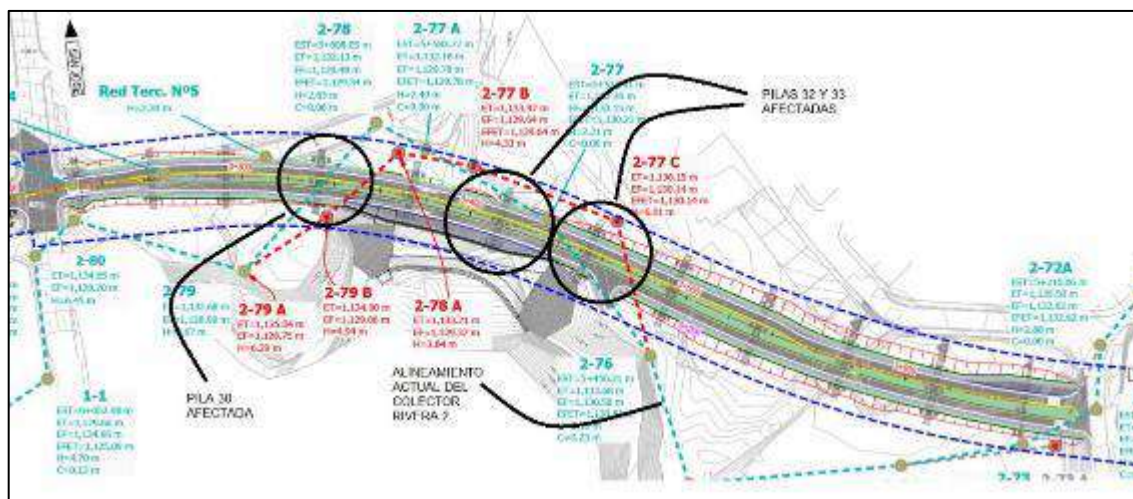
- **Elasticidad lineal:** elasticidad lineal isotrópica, también llamado ley de Hooke, es la vía más básica para modelar la parte elástica del suelo. Este modelo constitutivo solo requiere dos parámetros (módulo de Young  $E$  y la relación de Poisson  $\nu$ ).
- **Elasticidad lineal anisotrópica:** anisotropía transversal puede ser incluida en el modelo lineal elástico con cinco parámetros de entrada añadidos a los dos parámetros del modelo isotrópico. Estos modelos son usados en investigación y es posible que se vean más usados en la práctica en el futuro.
- **Elasticidad No Lineal y esfuerzos dependientes de la rigidez:** para tomar en cuenta la rigidez no lineal de los suelos en la carga primaria, se usan comúnmente funciones hiperbólicas.
- **Rigidez dependiente de los esfuerzos:** el aumento de la rigidez con la profundidad puede ser especificada para tomar en cuenta su variación debido a los esfuerzos in situ. Completa esfuerzo dependencia se obtiene si el modelo constitutivo incluye expresiones relacionando rigidez con esfuerzo de confinamiento.
- **Deformación dependiente de la rigidez:** la reducción de rigidez con la deformación es especificada con parámetros definidos por curvas de degradación de rigidez.

### **IV.3. Caracterización del proyecto y modelo geotécnico**

#### ***IV.3.1. Descripción general del proyecto***

El proyecto consiste en la reubicación de la tubería sanitaria del colector denominado como Rivera 2. Para dicha reubicación se plantea el uso de técnicas sin trinchera debido a las elevadas coberturas existentes sobre la corona de la tubería (hasta 9 m) y el ambiente urbano en donde se debe trabajar. La **Figura 175** muestra el alineamiento actual del colector Rivera 2, se puede apreciar que:

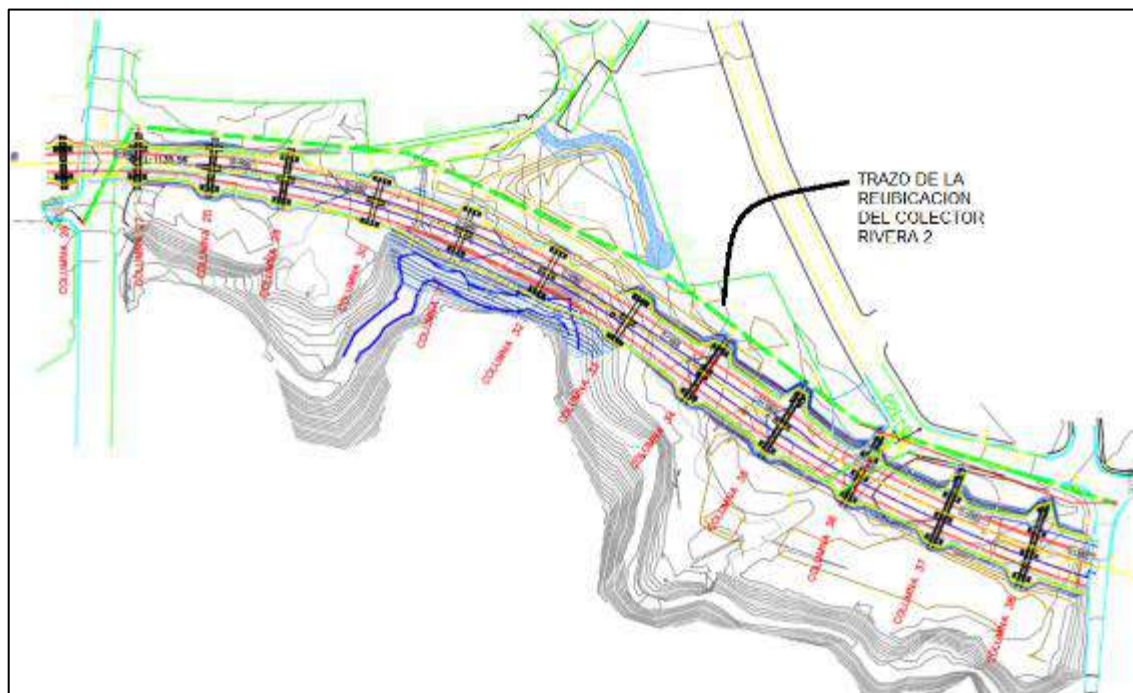
- El colector actual afecta la pila 30.
- El colector actual afecta la pila 32.
- El colector actual afecta la pila 33.



**Figura 175.** Afectación producida por el Colector Rivera 2. Fuente: CONAVI (2019)

Producto del escenario mostrado anteriormente, el Contratista de Obras del proyecto Circunvalación Norte no puede avanzar en el sector afectado por el el alineamiento actual del Colector Rivera 2. Esto significa atrasos en la obra y posibilidad de reclamos tanto de tiempo como de costo.

La **Figura 176** muestra el esquema del alineamiento visto planta para el Colector Rivera 2. Se aprecia que este cambio de alineamiento permite liberar el área de proyecto y las pilas afectadas.



**Figura 176.** Trazo de reubicación del Colector Rivera 2. Fuente: CONAVI (2019)

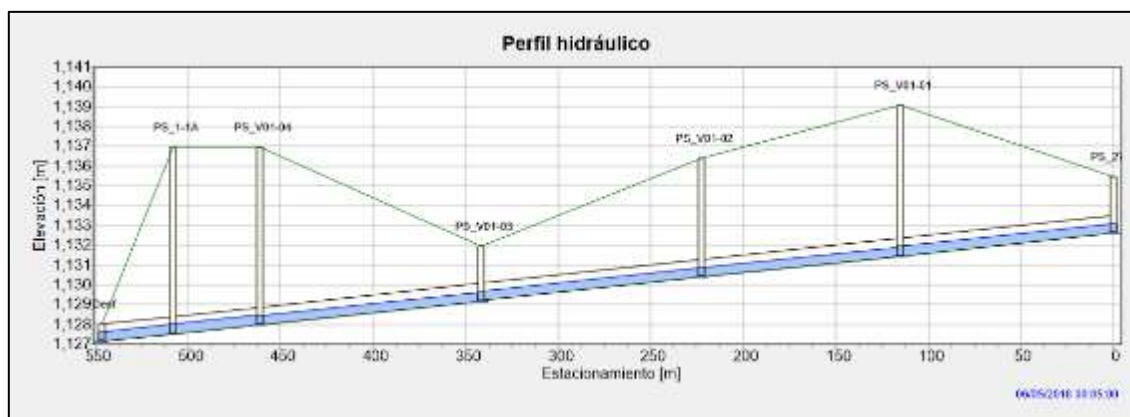


Las características principales de la propuesta de trazo de tubería son las siguientes:

- Longitud de tubería por instalar: 508 m.
- Diámetro interno de tubería por utilizar: 898mm.
- Pendiente longitudinal constante de 1.00 %.
- Cantidad de pozos nuevos por construir: 4 pozos, con alturas entre [2.97 m – 9.16 m], promedio de 6.54 m.
- Cantidades de pozos existentes por intervenir: 2 pozos, con alturas de 3.36 m y 6.99 m.

#### IV.3.2. Aspectos hidráulicos generales

Se presenta brevemente los aspectos relacionados al diseño hidráulico que define el diámetro interno mínimo de la tubería que permita trasegar un determinado caudal de aguas sanitarias. Se utilizó un coeficiente de rugosidad igual a 0.011 m-1/3/s para la tubería propuesta. Para simplificar el análisis, se utilizó un caudal permanente de 1,140.25 litros por segundo a lo largo del tramo en cuestión. En la **Figura 177** se muestra el perfil hidráulico estudiado:



**Figura 177.** Perfil hidráulico para el caudal del diseño de obras del Colector Rivera 2.

Fuente: CONAVI (2019)

De acuerdo con los resultados obtenidos y con los criterios de diseño indicados por AyA, se determinó lo siguiente:

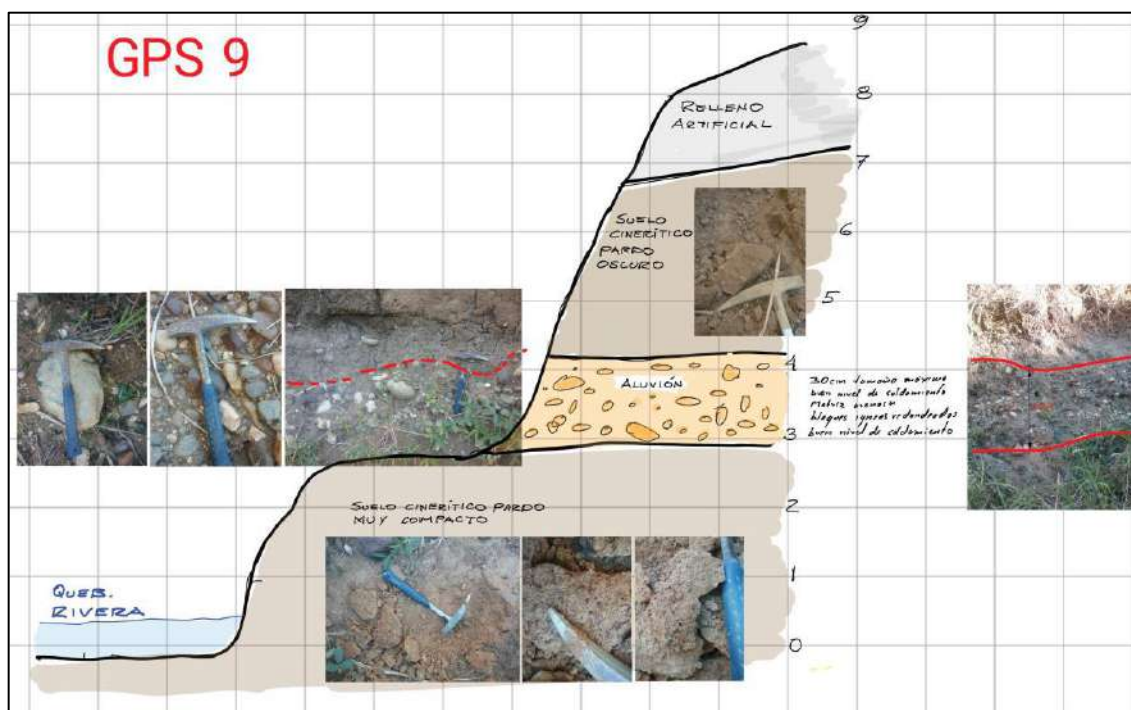
- Se respetan los criterios de velocidad máxima ( $< 5.0$  m/s).
- Se respetan los criterios de fuerza tractiva ( $> 1.0$  Pa).
- Se respeta el criterio de tirante hidráulico ( $< 75.0\%$  del diámetro interno del tubo).
- Se respeta la continuidad hidráulica; es decir, se mantiene el diámetro interno de la tubería predecesora al tramo en cuestión.

En cualquier caso, las tuberías por instalar deberán tener un diámetro interno mínimo de 898 mm, ser instaladas con una pendiente longitudinal de 1.0%, soportar estructuralmente alturas de relleno de 10.0 m, ser resistente a sulfuros, además de cualquier otro requerimiento estructural que obedezca a la metodología constructiva por utilizar.

#### IV.3.3. Descripción geológica del sitio

Se realizó un reconocimiento de campo para establecer una estratigrafía de los materiales que afloran en los alrededores del área que constituye la línea de excavación del colector Rivera 2.

Durante el trabajo de campo fue posible observar y mapear los materiales en los bordes del cauce de la Quebrada Rivera y además fue posible corroborar algunos contactos de relevancia dentro de las excavaciones realizadas por el desarrollador del proyecto, para la instalación de las pilas del viaducto. En la **Figura 178** se muestran algunos diagramas de la estratigrafía por sitio GPS levantado.



**Figura 178.** Diagrama litológico en el punto denominado como GPS 9. Fuente: ICE (2019)

A partir del recorrido de campo se determinaron las siguientes unidades litológicas:

##### A. Unidad Inferior de Cenizas

Corresponde con suelos de constitución cinerítica, presenta coloraciones pardas oscuras, y una granulometría limo arcillosa a arenosa. Su consistencia es muy compacta, tanto así

que responde muy bien al proceso de erosión fluvial de la quebrada, sector en donde se encuentra aflorando, específicamente en el lecho de la quebrada. El origen de estos materiales es volcánico por flujos y posiblemente también por caída. Esta unidad subyace a la Unidad de Aluviones finos (**Figura 179**).



**Figura 179.** Fotografías de la Unidad Inferior de Cenizas. Fuente: ICE (2019)

### **B. Unidad Aluvial Fina**

Materiales de origen sedimentario generados por la deposición de un cauce fluvial, no necesariamente asociado al cauce actual. Se trata de un paquete aluvial constituido por niveles de aluviones finos con intercalaciones de lentes de arena. El espesor de esta unidad oscila entre 3 y 10 m, dentro de los cuales existe un predominio de los paquetes de aluvión. Los niveles aluviales se caracterizan por estar constituidos por bloques sub-redondeados de composición volcánica, muy consistentes, con tamaños promedio de los bloques de alrededor de 5 cm, encontrándose de forma esporádica bloques máximos de entre 20 y 30 cm.

La unión de los bloques varía, siendo más común la existencia de una matriz arenosa fina, en algunos casos se observan niveles con bloques en contacto puntual. Es relevante mencionar que esta unidad presenta un nivel de soldamiendo bastante bueno dándoles características de un macizo rocoso blando con una buena respuesta a la excavación. Lo anterior puede ser corroborado con la condición estable de los taludes del cauce de la quebrada, los cuales son bastante verticales con alturas de hasta 5 metros. Lateralmente la distribución de esta unidad se extiende en las márgenes de la Quebrada Rivera y sobre la línea del colector, entre las estaciones 0+115 y 0+370 aproximadamente. En la **Figura 180** se muestran fotografías de los afloramientos de esta unidad.



**Figura 180.** Fotografías de la Unidad Aluvial Fina. Fuente: ICE (2019)

### **C. Unidad Superior de Cenizas**

Esta unidad está constituida por suelos de cenizas de color café oscuro a café claro con granulometrías limo arcillosas. Dicha unidad es muy similar a la unidad de cenizas inferior, aunque el nivel de aluvión que las separa es evidencia de que se trata de dos procesos de deposición temporalmente diferentes.

El espesor de esta unidad en el sector de las márgenes de la Quebrada Rivera y en las excavaciones del proyecto oscila entre 2 m y 4 m. La consistencia de estos suelos es bastante alta y compacta. La **Figura 181** muestra algunas fotografías de estos materiales en afloramientos de campo.



**Figura 181.** Fotografías de la Unidad Superior de Cenizas. Fuente: ICE (2019)

### ***IV.3.4. Campaña de investigación***

Se utilizan como fuente de información las campañas geotécnicas realizadas tanto por el ICE como por CONAVI. Se utilizan y complementan ambas campañas, utilizando ensayos de caracterización en sitio que fueron ejecutados en una de las campañas, pero en la otra no, por ejemplo: ensayos CPTu, Presímetro Menard y/o Dilatómetro Marcheti.

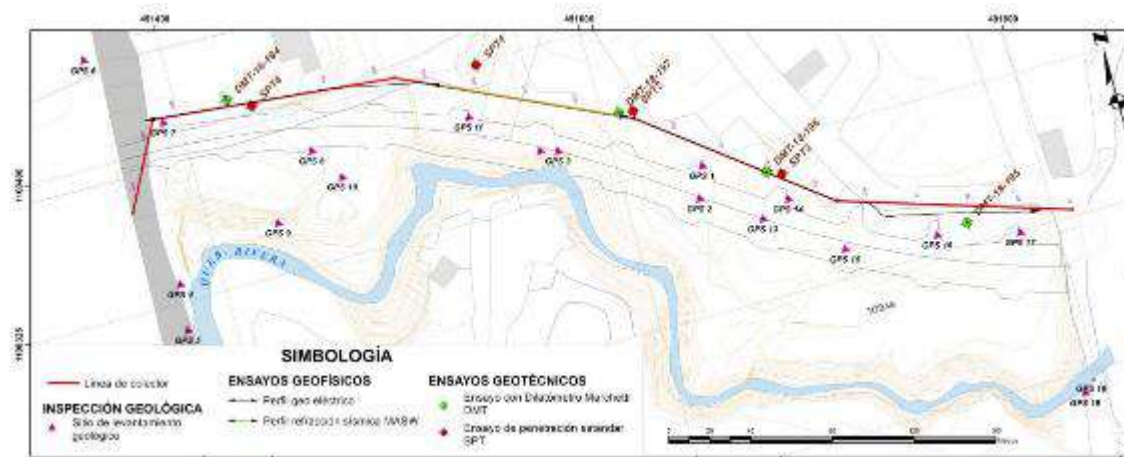
#### ***IV.3.4.1. Investigación realizada por el ice***

Esta investigación estuvo a cargo el ICE. Consistió de una campaña de investigación específica en la línea centro de la reubicación planteada para el colector. Se planteó la realización de tres actividades de campo:



- Levantamiento geológico de superficie
- Realización de perfiles geofísicos (geo eléctrica y sísmica de refracción)
- Realización de ensayos geotécnicos (SPT y DMT).

En la **Figura 182** se muestra la distribución de la obra y la ubicación de los ensayos efectuados:



**Figura 182.** Ubicación de los ensayos realizados por el ICE. Fuente: ICE (2019)

#### IV.3.4.2. Investigación geofísica

Se aplicaron dos métodos geofísicos; una sísmica MASW (Análisis multicanal de ondas superficiales) en una sección intermedia de 100 m de longitud, y una tomografía eléctrica a lo largo de la línea del Colector hasta los 453 m. Otro de los aportes a esta investigación consistió en la aplicación del método de Radar de penetración del suelo, que permitió identificar la existencia de infraestructura subterránea en los primeros 5 m de superficie.

##### IV.3.4.2.1. Ensayo geofísico MASW

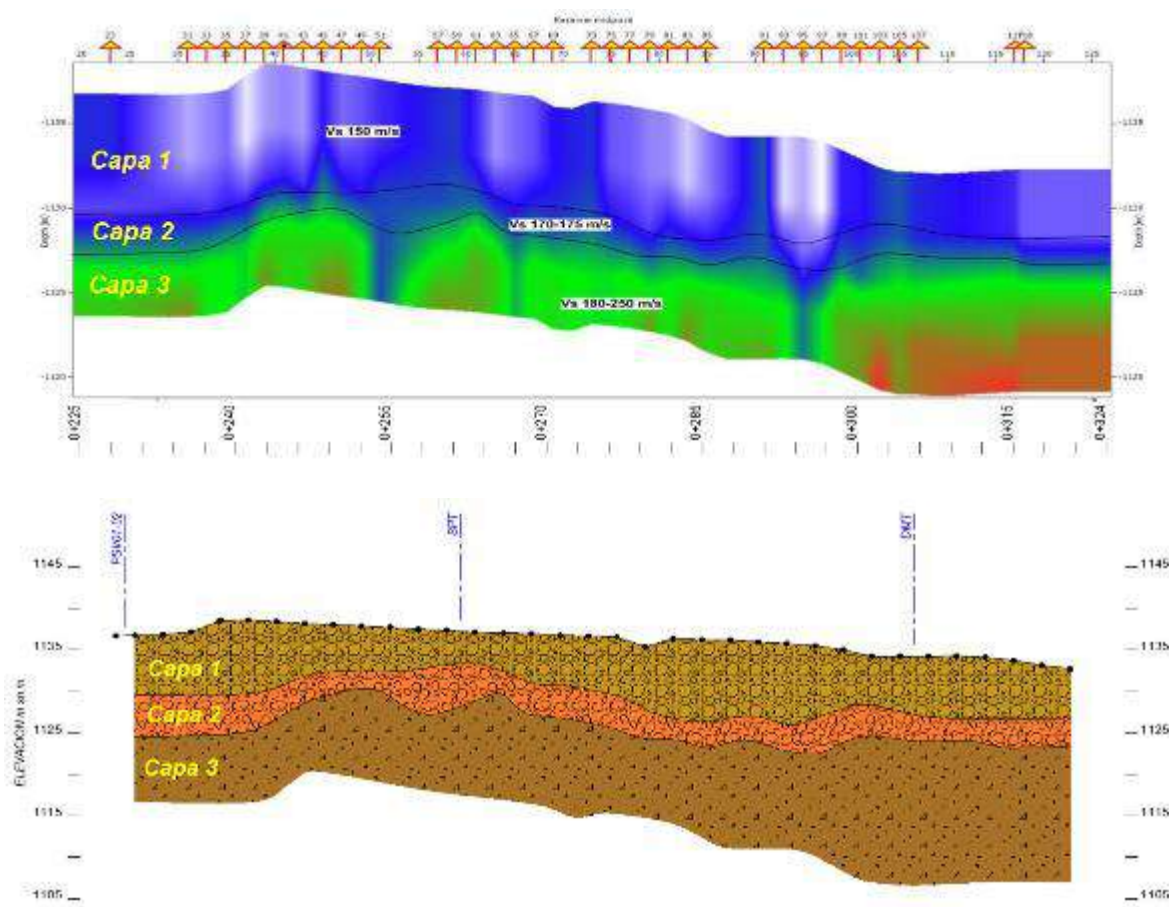
Este ensayo de sísmica de refracción de onda superficial se ubicó entre las estaciones de la línea de colector 0+224 y 0+324, con lo cual su longitud fue de 100 m (ver **Figura 182**). La escogencia de la posición de este ensayo se basó en la consideración de un mayor potencial de que una capa consistente de materiales se ubicara en profundidad en este sector. Con este método se alcanzó una profundidad de investigación entre 15 m y 20 m.

Como resultado de este ensayo se determinó la existencia de 3 capas sísmicas:

- **Capa 1:** Capa más superficial con velocidad de onda compresional P de 330 m/s y una onda cortante S de 150 m/s. Con base en el comportamiento sísmico, se catalogan como materiales de regular calidad geomecánica y poco competentes (suelos). El espesor de la capa puede variar entre los 4 m y los 8 m.

- **Capa 2:** Capa subyacente a la capa 1 con velocidad compresional P que varía entre 351 y 355 m/s y onda cortante S entre 170 y 175 m/s. El espesor de esta capa puede variar entre 3,5 m y 7,0 m. Esta capa puede correlacionarse con la Unidad Aluvional fina.
- **Capa 3:** Es la capa más profunda alcanzada con el método. Presenta una velocidad compresional P que varía entre los 385 y los 532 m/s y una onda cortante S entre 180 y 250 m/s. Son materiales de regular a buena calidad geomecánica y moderadamente competentes.

En la **Figura 183** se muestra el modelo de capas a partir de la interpretación de velocidades de onda:



**Figura 183.** Modelos de las capas basados en velocidad de onda. Fuente: ICE (2019)

#### IV.3.4.2.2. Ensayo de topografía eléctrica

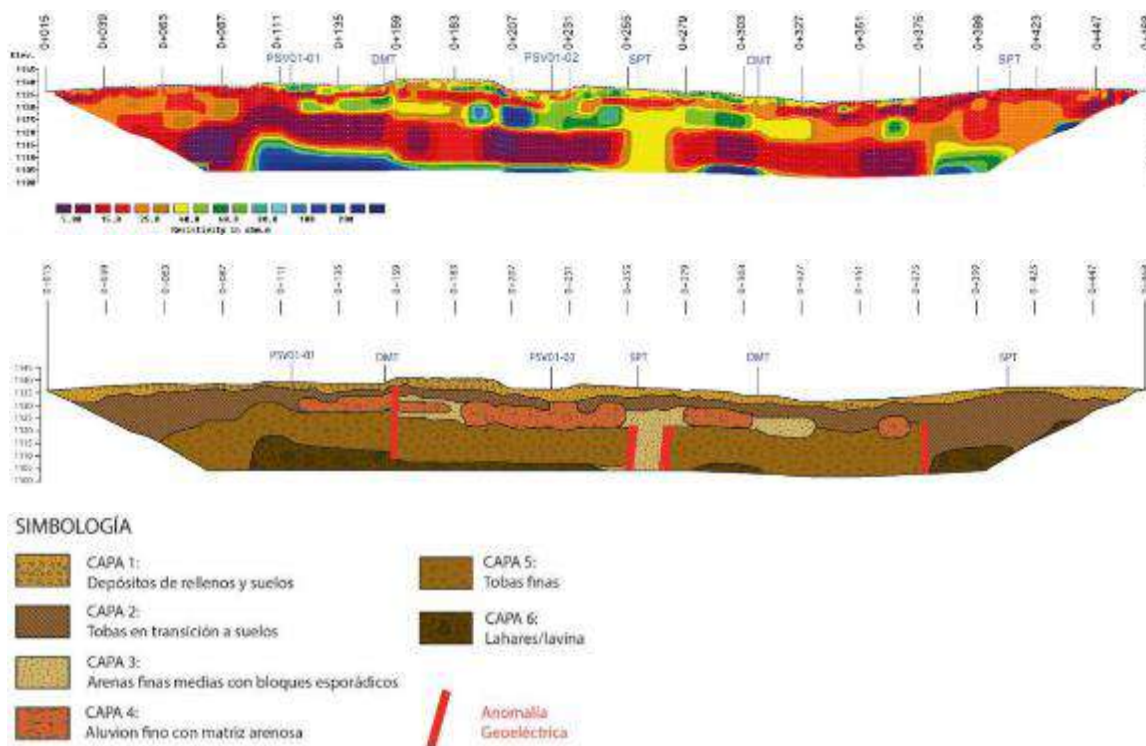
El ensayo de resistividad eléctrica se realizó entre las estaciones del colector 0+015 y 0+468 con algunas pequeñas desviaciones fuera de la línea de perfil (longitud 453 m) (ver **Figura 182**).

Como resultado del ensayo se obtuvo un modelo geotécnico con la definición de al menos 6 capas resistivas las cuales se describen en el **Cuadro 44**:

**Cuadro 44.** Capas obtenidas por topografía eléctrica. Fuente: Modificado de ICE (2019)

No. Capa	Resistividad ( $\Omega$ m)	Espesor (m)	Correlación litológica
1	5-100	1.5-3.0	Suelos, depósitos de relleno, escombreras
2	5-25	2.1-13.0	Tobas en transición a suelos
3	20-40	5.0-7.0	Arenas medias-gruesas
4	50-100	3.0-10.0	Aluvión fino (bloques centimétricos con matriz arenosa)
5	5-25	1.5-10.0	Toba fina
6	> 100	-	Lahares (lavina)

La distribución de capas según el **Cuadro 44**, se muestra en la **Figura 184**:



**Figura 184.** Modelos de las capas basados en resistividad eléctrica. Fuente: ICE (2019)

#### IV.3.4.3. Investigación geotécnica

Se ejecutaron 4 ensayos SPT y 4 ensayos DMT en la línea de trazo de la reubicación del colector Rivera 2.

##### IV.3.4.3.1. Ensayos SPT

Se efectuaron cuatro ensayos de penetración estándar (SPT) a lo largo del trazado de la tubería o colector a construir. En el **Cuadro 45** aparecen las coordenadas y la elevación de los puntos donde se realizaron los ensayos SPT. En el **Cuadro 46**, **Cuadro 47**, **Cuadro 48** y **Cuadro 49** se muestran los resultados obtenidos.

**Cuadro 45.** Ubicación de los ensayos SPT. Fuente: Modificado de ICE (2019)

Ensayo	Este	Norte	Elevación (msnm)	Estación (m)
SPT 1	491547	1100399	1134,25	303,00
SPT 2	491615	1100357	1136,74	223,57
SPT 3	491677	1100308	1138,94	145,35
SPT 4	491436	1100409	1137,295	412,20



**Cuadro 46.** Resultados del ensayo SPT 1. Fuente: Modificado de ICE (2019)

Profundidad (m)		N <sub>SPT</sub>	Recuperación (%)	Consistencia	Descripción
0,00	0,45	10	56	Rígida	Relleno limo arcilloso de color café, humedad de baja a media. Se aprecian raíces y materia orgánica.
0,45	0,90	4	60	Suave	
0,90	1,35	7	69	Media	
1,35	1,80	13	76	Rígida	Hasta 2,85 metros se presenta un limo arcillo arenoso de color café oscuro de humedad media. Los últimos 15 centímetros parecen la parte fina de un aluvión, presenta bloqueitos y es arenoso, sin embargo los bloques son angulosos. Presencia de óxidos de hierro y manganeso.
1,80	2,25	10	71	Rígida	
2,25	2,70	8	100	Media	
2,70	3,15	75	64	Dura	

**Cuadro 47.** Resultados del ensayo SPT 2. Fuente: Modificado de ICE (2019)

Profundidad (m)		N <sub>SPT</sub>	Recuperación (%)	Consistencia	Descripción
0,00	0,45	4	47	Suave	Material de relleno hasta 3,20 metros. Limo arcilloso de color café intercalado con materia orgánica y trozos de hierro. Humedad media.
0,45	0,90	9	73	Rígida	
0,90	1,35	15	57	Rígida	
1,35	1,80	11	58	Rígida	
1,80	2,25	10	40	Rígida	
2,25	2,70	11	29	Rígida	
2,70	3,15	8	51	Media	
3,15	3,60	10	60	Rígida	Limos arcillosos de color café oscuro. Humedad media.
3,60	4,05	13	82	Rígida	
4,05	4,50	12	91	Rígida	
4,50	4,95	10	84	Rígida	
4,95	5,40	4	89	Suave	Se detecta el N.F. a 5,0 metros. Limos arcillo arenosos de color café muy oscuros y muy húmedos, se observan pintas negras (óxidos de manganeso) y manchas más claras color café.
5,40	5,85	5	93	Media	
5,85	6,30	13	36	Rígida	
6,30	6,75	9	78	Rígida	
6,75	7,20	33	96	Dura	Los primeros 15 centímetros aparece un material que parece aluvión muy alterado y fino con óxidos de hierro, sin embargo los bloques son angulosos. Luego un limo arenoso muy consolidado de color café claro con pequeños bloqueitos y se da rebote con bloques que no permiten el avance del muestreador.

**Cuadro 48.** Resultados del ensayo SPT 3. Fuente: Modificado de ICE (2019)

Profundidad (m)		N <sub>SPT</sub>	Recuperación (%)	Consistencia	Descripción
0,00	0,45	10	69	Rígida	Limos arcillosos de color café oscuro, humedad media.
0,45	0,90	5	47	Media	
0,90	1,35	11	73	Rígida	
1,35	1,80	15	80	Rígida	
1,80	2,25	21	64	Muy rígida	
2,25	2,70	40	93	Dura	Limos arcillosos de color café oscuro con pintas negras (óxidos de manganeso). Humedad baja.
2,70	3,15	28	91	Muy rígida	
3,15	3,60	30	84	Muy rígida	Hasta los 3,30 metros igual al anterior, luego se observa un limo de color café oscuro y humedad alta.
3,60	4,05	13	76	Rígida	
4,05	4,50	80	71	Dura	Aluvión fino con matriz limo arcillosa con óxidos de hierro y bloqueitos subredondeados y angulosos.
4,50	4,95	30	100	Muy rígida	
4,95	5,40	100	67	Dura	

**Cuadro 49.** Resultados del ensayo SPT 4. Fuente: Modificado de ICE (2019)

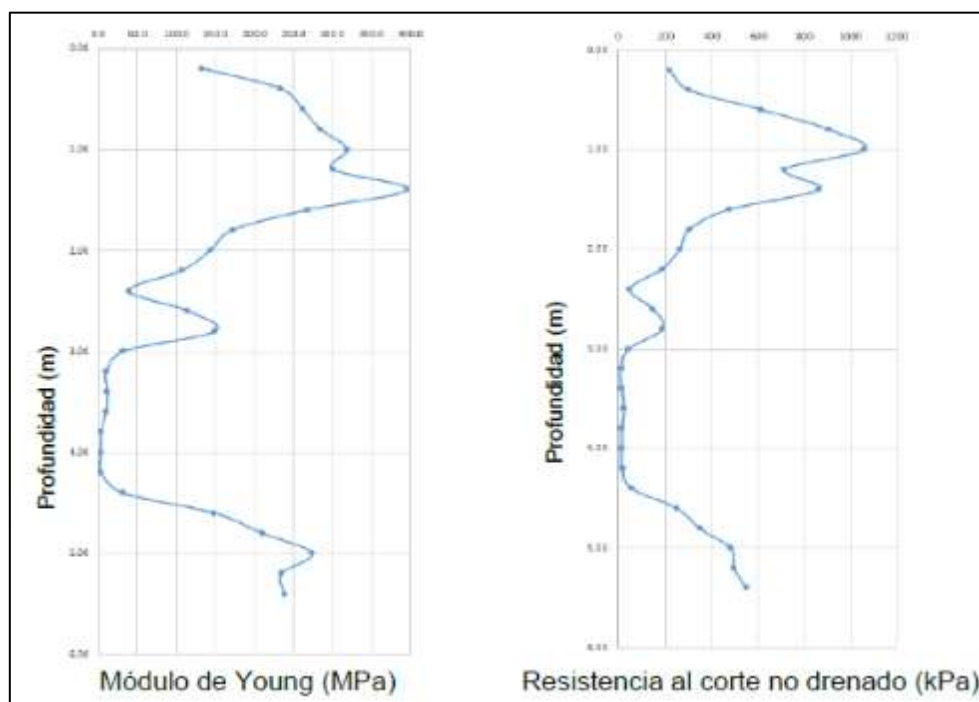
Profundidad (m)		N <sub>SPT</sub>	Recuperación (%)	Consistencia	Descripción
0,00	0,45				Toba cemento y arenas con gravilla del camino
0,45	0,90	8	73	Media	Limos arcillosos de color café oscuro, humedad media.
0,90	1,35	14	91	Rígida	
1,35	1,80	33	73	Dura	Limos arenosos de color café oscuro, humedad media.
1,80	2,25	14	100	Rígida	
2,25	2,70	29	89	Muy rígida	Suelo muy compacto, probablemente proveniente de cenizas. Limos arcillo arenosos de color café, humedad de media a baja, consistencia alta a muy alta. Hacia los 4,95 metros su humedad baja.
2,70	3,15	22	60	Muy rígida	
3,15	3,60	20	100	Muy rígida	
3,60	4,05	27	100	Muy rígida	
4,05	4,50	24	78	Muy rígida	
4,50	4,95	14	47	Rígida	
4,95	5,40	25	73	Muy rígida	
5,40	5,85	42	100	Dura	
5,85	6,30	78	96	Dura	

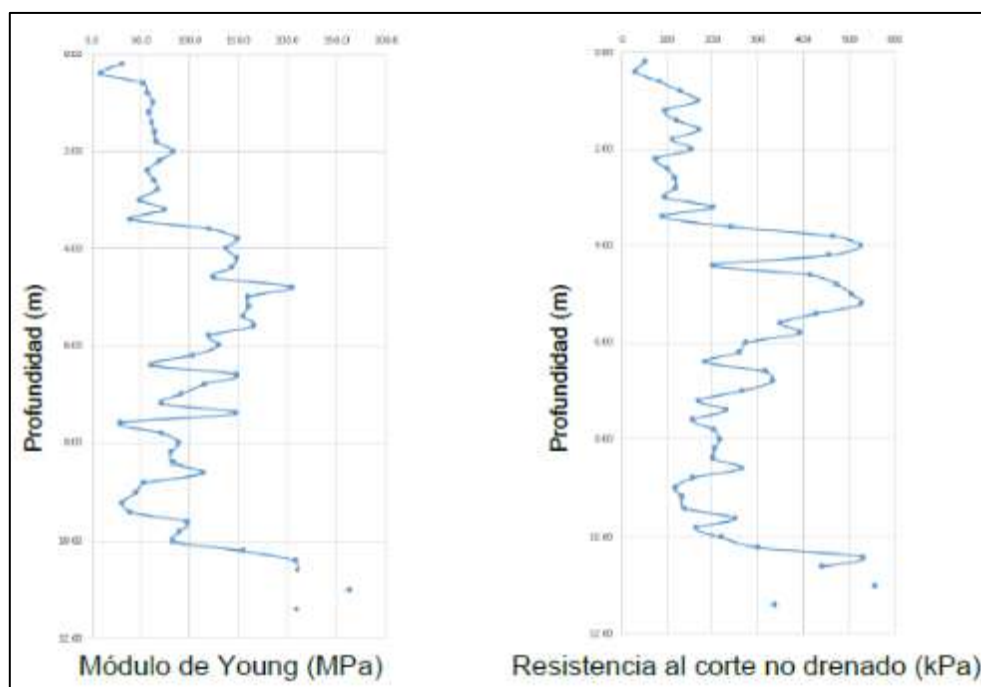
#### IV.3.4.3.2. Ensayos DMT

Se efectuaron cuatro ensayos de DMT a lo largo del trazado de la tubería o colector a construir. En el **Cuadro 50** aparecen las coordenadas y la elevación de los puntos donde se realizaron los ensayos DMT. En la **Figura 185, Figura 186, Figura 187 y Figura 188**, se muestran los resultados obtenidos.

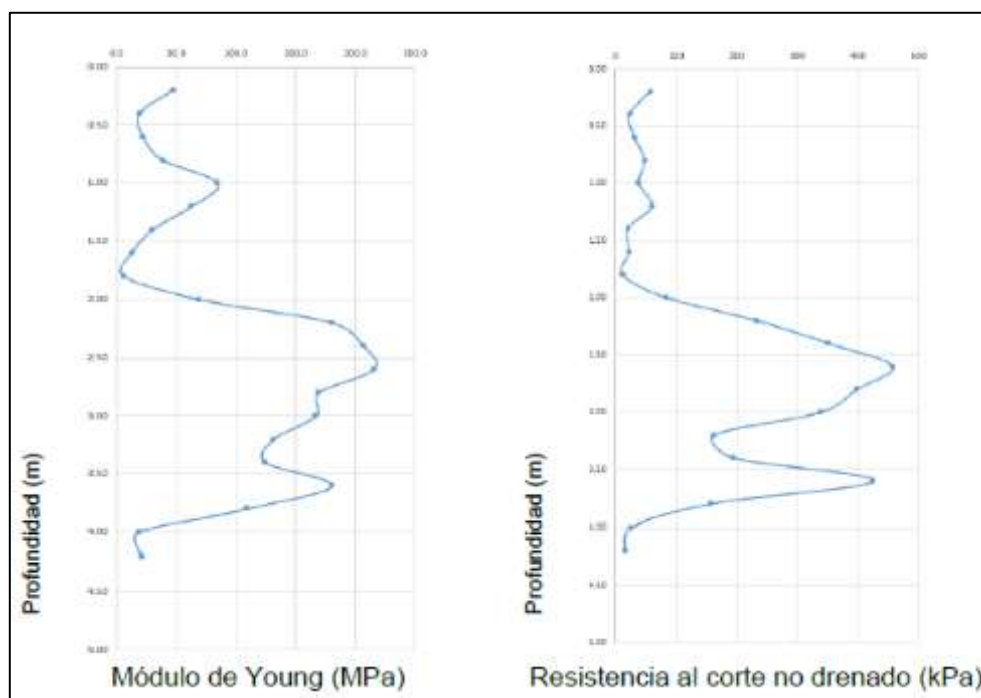
**Cuadro 50.** Ubicación de los ensayos DMT. Fuente: Modificado de ICE (2019)

Ensayo	Este	Norte	Elevación (msnm)	Estación (m)
DMT-18-194	491425	1100415	1137,43	423,76
DMT-18-195	491758	1100261	1138,34	51,18
DMT-18-196	491670	1100311	1138,76	152,65
DMT-18-197	491608	1100358	1137,19	230,40

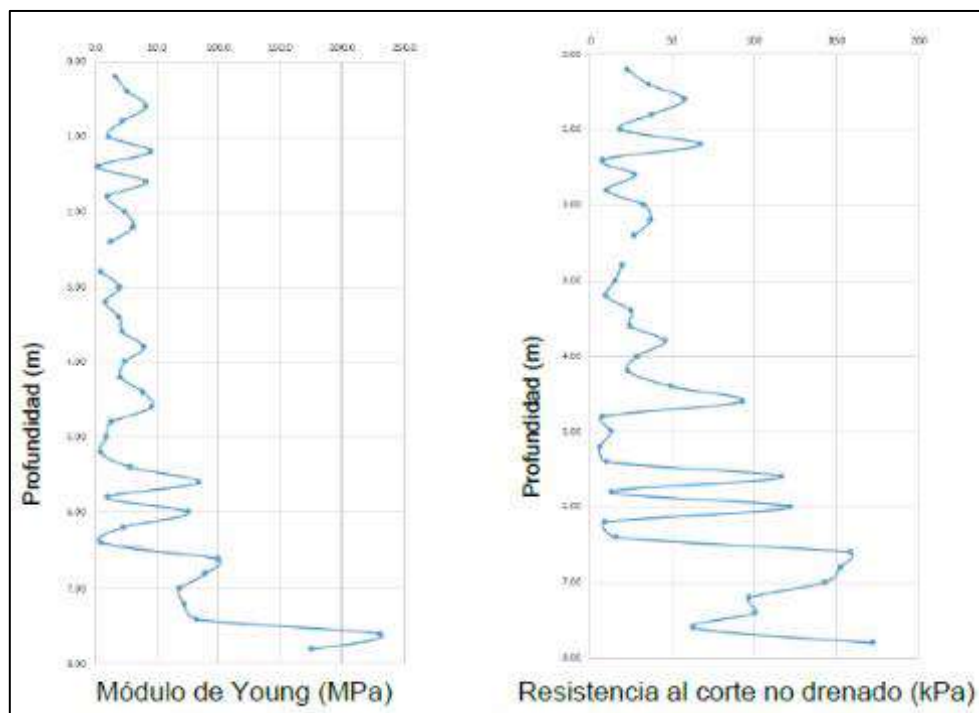
**Figura 185.** Resultados del ensayo DMT 18-194. Fuente: Modificado de ICE (2019)



**Figura 186.** Resultados del ensayo DMT 18-195. Fuente: Modificado de ICE (2019)



**Figura 187.** Resultados del ensayo DMT 18-196. Fuente: Modificado de ICE (2019)



**Figura 188.** Resultados del ensayo DMT 18-197. Fuente: Modificado de ICE (2019)

#### ***IV.3.5. Investigación geotécnica realizada por el CONAVI***

De manera complementaria a la investigación de campo realizada por el ICE y que se mostró en la sección **IV.3.4.1**, se utiliza parte de la campaña exploratoria realizada propiamente en el alineamiento del proyecto Circunvalación Norte. Específicamente se presenta y analiza la información obtenida en sondeos ejecutados en los puntos coincidentes con pilas del viaducto. Según se observa en la **Figura 176**, el alineamiento de la reubicación del Colector Rivera 2 es aproximadamente paralelo al eje del proyecto Circunvalación Norte, por tanto, se emplea la información disponible entre las pilas 26 y 38. Es de especial interés, analizar los ensayos con Presímetro Menard ejecutados en esta campaña y que no fue una técnica aplicada por el ICE.

##### ***IV.3.5.1. Investigación geotécnica***

Se ejecutaron 11 sondeos combinando perforación a rotación y SPT. En estos mismos sondeos se ejecutaron ensayos con presímetro Menard a diferentes profundidades. Se completó adicionalmente con ensayos de caracterización mediante parámetros índice y de resistencia. Se hace énfasis en los ensayos presiométricos y de caracterización que permiten complementar de mejor manera el modelo geotécnico.

## IV.3.5.1.1. Ensayos con presímetro Menard

En el **Cuadro 51** se presentan resultados obtenidos para la presión límite neta, según profundidad y número de pila donde se ejecutó el ensayo.

**Cuadro 51.** Resultados de presión límite neta. Fuente: Modificado de CONAVI (2019)

Estación	3+262	3+294	3+334	3+374	3+414	3+454	3+494	3+534	3+574	3+614	3+654
No. Pila	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38
Profundidad (m)	Presión Límite Neta (kPa)										
5.0	2.09										
13.0	7.33										
14.0	7.28						5.76	5.77	5.58	5.60	
15.0		7.83	5.52	7.23		4.51					
16.0					5.13						
20.0						3.03					
24.0	6.92		5.85	5.68	5.96		6.28	4.67	4.33		5.71
25.0						3.23				5.17	
27.0		6.84									
30.0						2.85					
35.0						2.03					

## IV.3.5.1.2. Perfiles geotécnicos definidos por pila

A partir de la campaña exploratoria realizada por CONAVI (2019), se definió una estratigrafía en cada pila de apoyo. A continuación, se resume la información generada:

- **Pila 28**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-42.

Situación eje: P.K. 3+261.

Cota (msnm): 1136.9

Profundidad (m): 30.0

- 0.0-11.0 m: **Nivel 2b.** Limos arcillosos de plasticidad alta: Lahar ultrafino a fino con fragmentos líticos muy aislados. #200= >50%. Densidad= 13.3 kN/m<sup>3</sup>. Densidad

aparente=  $18.3 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio= 21.  $N_1 = 22$ .  $(N_1)_{60} = 29$ . PL neta presiómetro estimada = 2100 kPa. Resultados de ensayos de tipo corte directo  $C' = 21 \text{ kPa}$ .  $\Phi' = 19.6^\circ$ .

- 11.0 a 30.0 m: **Nivel 3a/3b**. Limos arcillosos y arenosos de plasticidad alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos. #200 > 50%. Densidad=  $11.8 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente=  $16.8 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio= 71 (57 sin contar 2 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1 = 60$  (40).  $(N_1)_{60} = 69$  (53). PL neta presiómetro = 7.288 kPa y 6.922 kPa. PL neta presiómetro (medio) = 7105 kPa. El nivel del agua se detectó a 8.5 m de profundidad en el sondeo SM-42.

- **Pila 29**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-43.

Situación eje: P.K. 3+293.

Cota (msnm): 1135.5

Profundidad (m): 30.0

- 0.0 a 0.5 m Relleno antrópico (lastre) con suelo vegetal. Resistencia no considerada en el cálculo.
- 0.5 a 9.0 m: **Nivel 2a/2b**. Limos arcillosos de plasticidad alta: Eluvial de alteración y lahar ultrafino a fino con fragmentos líticos muy aislados. #200= >50%. Densidad=  $12.6 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente=  $17.9 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio= 13.  $N_1 = 13$ .  $(N_1)_{60} = 18$ . PL neta presiómetro estimada = 1300 kPa.
- 9.0 a 30.0m: **Nivel 3**. Limos arcillosos y arenosos de plasticidad alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos. #200 > 50%. Densidad=  $11.5 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente =  $17.0 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio= 87 (40 sin contar 11 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1 = 84$  (28).  $(N_1)_{60} = 90$  (35). PL neta presiómetro = 7832 kPa y 6846 kPa. PL neta presiómetro (medio) = 7339 kPa. No se ha detectado el nivel freático en este sondeo.

- **Pila 30**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-44.

Situación eje: P.K. 3+333.

Cota (msnm): 1133.2

Profundidad (m): 30.3

- 0.0 a 4.0 m Nivel 1: Relleno antrópico (lastre) con suelo vegetal. Resistencia no considerada en el cálculo. #200= <50%.  $N_{\text{SPT}}$  medio= 39.  $N_1 = 42$ .  $(N_1)_{60} = 44$ .

- 4.0 a 9.0 m: Nivel 2b. Limos arcillosos de plasticidad alta: Lahar ultrafino a fino con fragmentos líticos muy aislados.  $\#200 = > 50\%$ . Densidad=  $11,8 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente=  $17.1 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio= 30.  $N_1 = 26$ .  $(N_1)_{60} = 35$ . PL neta presiómetro estimada = 3000 kPa.
- 9.0 a 30.3 m Nivel 3a/3b. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos aislados.  $\#200 = > 50\%$ . Densidad=  $12.2 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente=  $17.7 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio= 74 (38 sin contar 8 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1 = 69$  (27).  $(N_1)_{60} = 74$  (35). PL neta presiómetro = 5529 kPa y 5856 kPa. PL neta presiómetro (medio) = 5693 kPa. No se ha detectado el nivel freático en este sondeo.

- **Pila 31**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-45.

Situación eje: P.K. 3+373.

Cota (msnm): 1132.5

Profundidad (m): 30.4

- 0.0 a 7.5 m **Nivel 1**. Limo arenoso de plasticidad media: Relleno antrópico (lastre) con antiguo suelo vegetal (materia orgánica 6.6 %. 1 muestra).  $\#200 = > 50\%$ . Densidad=  $14.4 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente=  $18.3 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio = 18.  $N_1 = 25$ .  $(N_1)_{60} = 33$ .
- 7.5 a 11.5 m: **Nivel 2c**. Gravas redondeadas con arenas y limos no plásticos. Aluvial fondo de valle Quebrada Rivera.  $\#200 = < 50 \%$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio= 100 (2 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1 = 100$ .  $(N_1)_{60} = 100$ . PL neta presiómetro estimada = 3000 kPa.
- 11.5 a 30.4 m: Nivel 3a/3b. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos aislados.  $\#200 = > 50 \%$ . Densidad=  $10.9 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente=  $16.6 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio = 68 (25 sin contar 4 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1 = 64$  (7).  $(N_1)_{60} = 67$  (23). PL neta presiómetro = 7232 kPa y  $> 5682 \text{ kPa}$ . PL neta presiómetro (medio) =  $> 6.457 \text{ kPa}$ . No se ha detectado el nivel freático en este sondeo.

- **Pila 32**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-46.

Situación eje: P.K. 3+413.

Cota (msnm): 1133.0

Profundidad (m): 30.0



- 0.0 a 2.5 m Nivel 1. Limo arenoso de plasticidad media: Relleno antrópico (lastre) con antiguo suelo vegetal (materia orgánica 6.6 %. 1 muestra). #200 = > 50 %. Densidad= 13.2 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente= 18.2 kN/m<sup>3</sup>. N<sub>SPT</sub> medio = 20. N<sub>1</sub> = 28. (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> = 37.
- 2.5 a 7.5 m: Nivel 2c. Gravas redondeadas con arenas y limos no plásticos. Aluvial fondo de valle Quebrada Rivera. #200 = < 50%. N<sub>SPT</sub> medio = 68 (36 sin contar 2 tandas con N = 100 en rebote). N<sub>1</sub> = 66 (33). (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> = 72 (44). PL neta presiómetro estimada = 3000 kPa.
- 7.5 a 20.0 m Nivel 3a. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos aislados. #200 = > 50%. Densidad= 12.1 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente= 17.6 kN/m<sup>3</sup>. N<sub>SPT</sub> medio = 38. N<sub>1</sub> = 28. (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> = 37. PL neta presiómetro = 5139 kPa.
- 20.0 a 30.0 m Nivel 3b. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos aislados. #200 = > 50%. Densidad = 11.2 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente = 16.6 kN/m<sup>3</sup>. N<sub>SPT</sub> medio = 87 (19 sin contar 5 tandas con N= 100 en rebote). N<sub>1</sub> = 85 (12). (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> = 86 (25). PL neta presiómetro = 5.961 kPa. El nivel del agua se detectó a 5.7m de profundidad durante la ejecución del sondeo SM-46.

- **Pila 33**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-47 y S-Pila33.

Situación eje: P.K. 3+453.

Cota (msnm): 1132.7

Profundidad (m): 40.0

- 0.0 a 3.5 m Nivel 1. Limo arenoso de alta plasticidad: Relleno antrópico (lastre) con suelo vegetal. #200 = > 50%. N<sub>SPT</sub> medio= 13. N<sub>1</sub> = 17. (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> = 23.
- 3.5 a 11.0 m: Nivel 2c. Gravas redondeadas con arenas y limos no plásticos. #200= < 50%. N<sub>SPT</sub> medio = 68 (y 2 con N = 100 en rebote). N<sub>1</sub> = 70. (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> = 90. PL neta presiómetro = 2090 kPa.
- 11.0 a 36.0 m Nivel 3b. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos aislados. #200 = > 50%. PL neta presiómetro = 3100 kPa. PL neta presiómetro calculo punta = 2000 kPa.
- 36.0 a 40.0 m Nivel 4. Toba ignimbrítica gris oscuro con fragmentos líticos aislados: Formación Tiribí. Densidad = 11.2 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente = 15.5 kN/m<sup>3</sup>. Valor

RQD: Entre 36.0 y 39.15 m: 0-10%. Entre 39.15 - 40.05 m: 66%. No se ha detectado el nivel freático en este sondeo.

- **Pila 34**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-48.

Situación eje: P.K. 3+493.

Cota (msnm): 1136.1

Profundidad (m): 30.1

- 0.0 a 3.5 m Nivel 1. Arcilla arenosa de alta plasticidad: Relleno antrópico con suelo vegetal. #200 = > 50%. Densidad = 12.9 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente = 17.8 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT}$  medio = 19.  $N_1$  = 27.  $(N_1)_{60}$  = 36. Resultados de ensayos de tipo corte directo  $C' = 71$  kPa.  $\Phi' = 29.2^\circ$ .
- 3.5 a 10.0 m: Nivel 2c. Gravitas redondeadas con arenas y limos no plásticos. Aluvial fondo de valle quebrada Rivera. #200 = < 50%.  $N_{SPT}$  medio = 100 (5 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1$  = 100.  $(N_1)_{60}$  = 100. PL neta presiómetro estimada = 1500 kPa.
- 10.0 a 30.12 m Nivel (3a)/3b. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos aislados. #200 = > 50%. Densidad = 12.4 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente = 17.9 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT}$  medio = 100 (40 sin tener en cuenta 9 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1$  = 100 (28).  $(N_1)_{60}$  = 100 (38). PL neta presiómetro = 5760 kPa y 6288 kPa. PL neta presiómetro (medio) = 6024 kPa. No se ha detectado el nivel freático en este sondeo.

- **Pila 35**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-49.

Situación eje: P.K. 3+533.

Cota (msnm): 1138.4

Profundidad (m): 30.0

- 0.0 a 4.25 m Nivel 1. Limos plásticos. Posible relleno antrópico compactado. #200 = > 50%. Densidad = 15.6 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente = 19.3 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT}$  medio = 32.  $N_1$  = 41.  $(N_1)_{60}$  = 55.
- 4.25 a 6.1 m: Nivel 2. Gravitas redondeadas con arenas y limos no plásticos, densas a muy densas. Aluvial fondo de valle quebrada Rivera. #200 = < 50%. Densidad = 16.9 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente = 19.9 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT}$  = 100 (en rebote).  $N_1$  = 100.  $(N_1)_{60}$  = 100. PL neta presiómetro estimada = 1500 kPa.

- 6.1 a 30.0 Nivel 3. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos más abundantes con la profundidad. #200 = > 50%. Densidad =  $11.7 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente =  $17.6 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio = 57 (35 sin tener en cuenta 3 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1 = 50$  (25).  $(N_1)_{60} = 56$  (34). PL neta presiómetro = 4678 kPa y > 5775 kPa. PL neta presiómetro (medio) = 5226 Pa. El nivel del agua se detectó a 11.5 m de profundidad en el sondeo SM-49.

- **Pila 36**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-50.

Situación eje: P.K. 3+573.

Cota (msnm): 1138.3

Profundidad (m): 30.0

- 0.0 a 1.5m Nivel 1. Limos plásticos con restos de materia orgánica (suelo de alteración). #200 = > 50%.
- 1.5 a 30.0 Nivel 3. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino-grueso con fragmentos líticos centimétricos y decimétricos. #200 = > 50%. Densidad =  $11.6 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente =  $17.1 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio = 45 (31 sin considerar 2 tandas con rebote).  $N_1 = 42$  (27).  $(N_1)_{60} = 49$  (21) PL neta presiómetro = 4900 kPa. El nivel del agua se detectó a 11.3 m de profundidad en el sondeo SM-50.

- **Pila 37**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-51.

Situación eje: P.K. 3+613.

Cota (msnm): 1139.6

Profundidad (m): 30.0

- 0.0 a 3.5 m Nivel 1+2. Limos plásticos con restos de materia orgánica (suelo de alteración). #200 = > 50%. Densidad =  $10.4 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente =  $16.6 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}} = 12$ .  $N_1 = 17$ .  $(N_1)_{60} = 22$ .
- 3.5 a 9.5 m: Nivel 3. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta. Lahar fino-grueso con fragmentos líticos aislados #200 = < 50%. Densidad =  $10.6 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente =  $16.2 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}} = 25$ .  $N_1 = 24$ .  $(N_1)_{60} = 32$ . PL neta presiómetro estimada = 2500 kPa.
- 9.5 a 30.0 Nivel 3. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta: Lahar fino con fragmentos líticos centimétricos y decimétricos. #200 = > 50%. Densidad =  $11.8 \text{ kN/m}^3$ . Densidad aparente =  $17.6 \text{ kN/m}^3$ .  $N_{\text{SPT}}$  medio = 67 (42 sin tener en cuenta 3

tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1 = 59$  (29).  $(N_1)_{60} = 65$  (39). PL neta presiómetro = 5350 kPa. El nivel del agua se detectó a 11.7m de profundidad en el sondeo SM-51.

- **Pila 38**

Trabajos de investigación de campo realizados: Sondeo SM-52.

Situación eje: P.K. 3+653.

Cota (msnm): 1137.4

Profundidad (m): 30.2

- 1.0 a 3.2 m Nivel 2. Limos plásticos (suelo de alteración). #200 = > 50%. Densidad = 12.4 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente = 17.5 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT} = 13$ .  $N_1 = 18$ .  $(N_1)_{60} = 25$ .
- 3.2 a 30 m: Nivel 3. Limos arenosos y arcillosos de plasticidad media-alta. Lahar fino-grueso con fragmentos líticos aislados #200 = < 50%. Densidad = 12.0 kN/m<sup>3</sup>. Densidad aparente = 17.2 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT}$  medio = 62 (32 sin tener en cuenta 4 tandas con  $N = 100$  en rebote).  $N_1 = 58$  (24).  $(N_1)_{60} = 62$  (32). PL neta presiómetro = 7330 kPa y 5700 kPa. PL neta presiómetro (medio) = 6525 kPa. El nivel del agua se detectó a 9.8 m de profundidad en el sondeo SM-52.

#### **IV.3.6. Modelo geotécnico**

##### *IV.3.6.1. Generalidades*

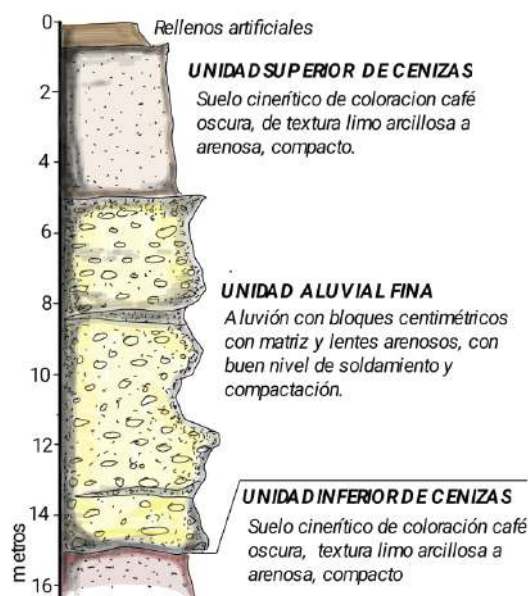
Bajo la consideración de los resultados obtenidos en las campañas exploratorias ejecutadas por el ICE y por CONAVI y los ensayos geológico-geotécnicos efectuados y descritos en las secciones anteriores, se establece como modelo geológico la existencia de tres capas correspondientes con las unidades litológicas:

- Unidad superior de cenizas
- Unidad aluvional fina
- Unidad inferior de cenizas

Respecto a la caracterización geotécnica de las capas o unidades descritas se tiene información de la Unidad superior de cenizas, la cual fue perforada y ensayada por los SPT y DMT, además del dato de “rebote” de los equipos a una profundidad específica, la cual se ha correlacionado con el contacto o techo de la unidad aluvional fina. La Unidad superior de cenizas se ha clasificado como un suelo color café oscuro con texturas limo arcillosa a arenosa (descripción de campo). Se presenta esta capa menos consistente en la zona central (SPT 1 y 2), con un promedio de golpes de 10 y más consistente hacia los extremos

del trazado de la tubería (SPT 3 y 4), con alrededor de 20 golpes a partir de los 2,0 m de profundidad.

Teniendo como base los resultados de ensayos a profundidad sobre la línea del colector, además de los datos geológicos levantados en campo, es posible establecer la posición del techo de la Unidad aluvial fina (**Figura 189**). Esta unidad, como ya se ha indicado presenta condiciones de soldamiento que la hacen macizo consistente. Por medio de la geofísica fue posible establecer una característica de velocidad de onda S asociada la cual oscila entre 170 m/s y 175 m/s.



**Figura 189.** Unidades de materiales. Fuente: Modificado de ICE (2019)

#### *IV.3.6.2. Estratigrafía, propiedades índice, mecánicas y elásticas de las unidades de materiales*

##### *IV.3.6.2.1. Rellenos artificiales*

Relleno limo arcilloso de color café, humedad de baja a media. Se aprecian raíces y materia orgánica. Consistencia suave a media.  $N_{SPT}$  promedio = 10. Peso Unitario = 17-18 kN/m<sup>3</sup>.

##### *IV.3.6.2.2. Unidad superior de cenizas: limos arenosos y arcillosos de plasticidad media/media-alta*

Espesor variable de 4.0 a 8.0 m. Capa superficial con velocidad de onda P promedio de 330 m/s, velocidad de onda S promedio de 150 m/s. Consistencia media a rígida. Peso Unitario = 17-18 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT}$  = 15-20.  $S_u$  <sub>DM</sub> = 60 – 200 kPa.  $E_{DM}$  = 50 – 100 MPa.  $E_P$  = 30000 kPa,  $\nu$  = 0.5.  $E'_P$  = 28000 kPa,  $\nu'$  = 0.4.  $c'$  = 21-89 kPa,  $\Phi'$  = 21-27 °.

#### IV.3.6.2.3. Unidad aluvial fina

Espesor variable de 3.7 a 7.0 m. Capa superficial con velocidad de onda P promedio de 355 m/s, velocidad de onda S promedio de 175 m/s. Consistencia rígida a muy rígida. Peso Unitario = 17-18 kN/m<sup>3</sup>. NSPT  $\geq$  50.  $Su_{DM} \geq$  150 kPa.  $E_{DM} \geq$  200 MPa. Presión Límite = 1500-3000 kPa.  $\nu' = 0.3$ .

#### IV.3.6.2.4. Unidad inferior de cenizas: limos arenosos y arcillosos de plasticidad media/media-alta

Materiales de regular a buena calidad geotécnica. Espesor variable de 3.7 a 7.0 m. Capa superficial con velocidad de onda P entre 385 y 532 m/s, velocidad de onda S entre 180 y 250 m/s. Consistencia rígida a muy rígida. Peso Unitario = 17-18 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT} \geq$  25.  $Su_{DM} =$  225 kPa.  $E_{DM} =$  125 MPa.  $E_P =$  43000 kPa,  $\nu = 0.5$ .  $E'_P =$  40100 kPa,  $\nu' = 0.4$ .  $c' =$  21-89 kPa,  $\Phi' = 21-27^\circ$ .

### IV.4. Diseño geotécnico del micro túnel

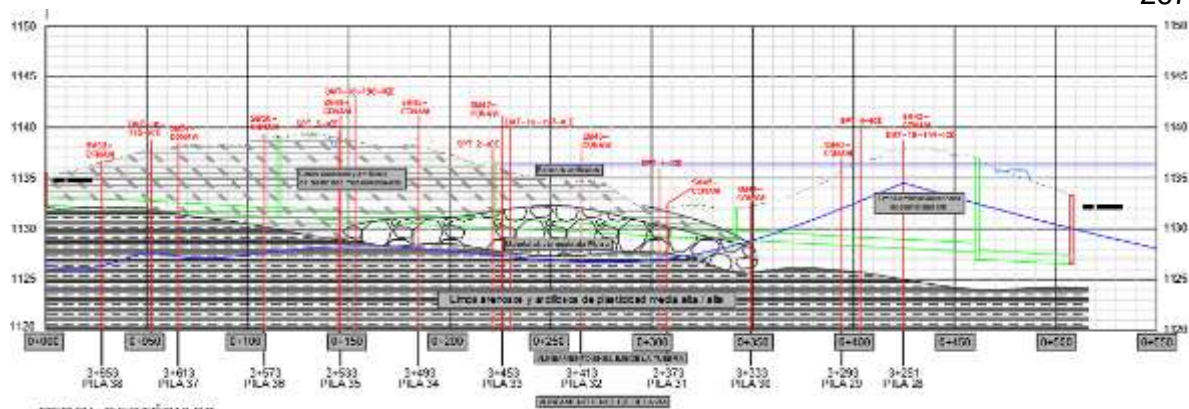
#### IV.4.1. Generalidades y justificación

El diseño geotécnico de la obra se realiza empleado enfoques analíticos y posteriormente realizando una revisión mediante el empleo de técnicas de modelación numérica.

En este análisis se ha contemplado el uso de secciones transversales en puntos específicos del eje longitudinal del túnel, así como el análisis de pozos.

Se han analizado las siguientes secciones transversales acorde a la **Figura 190**:

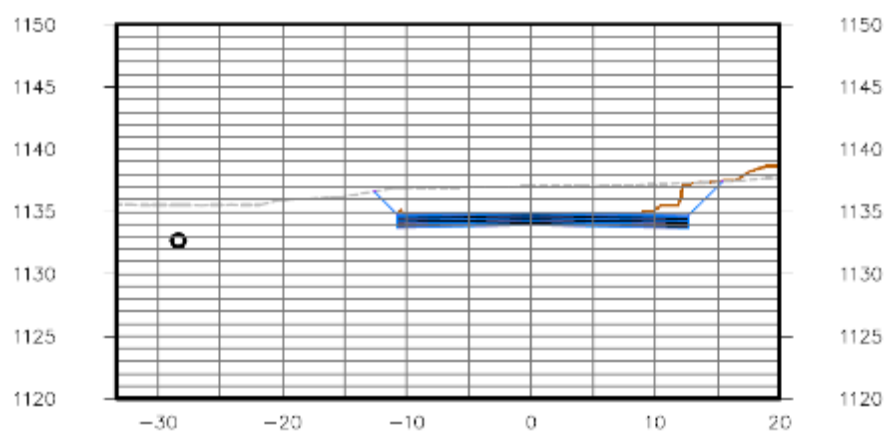
- Sección 0+010 – Mínima cobertura y expuesta a carga vial, corta la Unidad Superior de Cenizas. Ver **Figura 191**
- Sección 0+140 – Máxima cobertura, corta la Unidad Superior de Cenizas y la Unidad Aluvial Fina. Ver **Figura 192**.
- Sección 0+260 – Corta la Unidad Superior de Cenizas y la Unidad Aluvial Fina. Ver **Figura 193**.



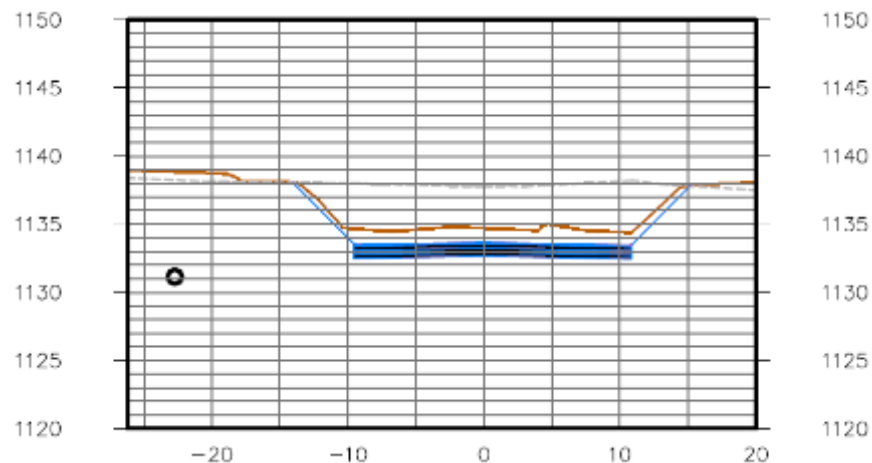
**Figura 190.** Perfil geotécnico y ubicación de eje de tubería y pozos

Así mismo, se han analizado los pozos:

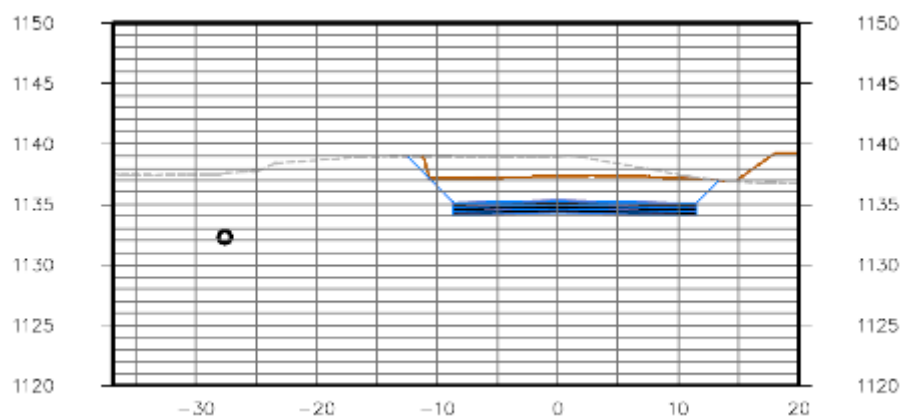
- Pozo 2: pozo de 3.2 m de diámetro, 6.7 m de profundidad que interseca la Unidad Superior de Cenizas y la Unidad Aluvial Fina.
- Pozo 4: pozo de 3.2 m de diámetro, 10.0 m de profundidad que interseca la Unidad Superior de Cenizas.



**Figura 191.** Sección transversal estación 0+010



**Figura 192.** Sección transversal estación 0+140



**Figura 193.** Sección transversal estación 0+260

#### ***IV.4.2. Diseño geotécnico***

##### ***IV.4.2.1. Diseño geotécnico de la tubería***

Se realizó una revisión analítica de esfuerzos y cargas en la tubería empleando las teorías aplicables. Se analizó cada una de las secciones transversales planteadas para este caso, mayores detalles se pueden consultar en los anexos a este documento. De manera general, los modelos analíticos empleados contemplan:

- Determinación de esfuerzos verticales y horizontales
- Deformación de la tubería en ejes perpendiculares
- Respuesta en las paredes de la tubería
- Fuerza de hincia necesaria



Se debe recordar que la cobertura del trazo de la tubería está definida por la pendiente mínima requerida por diseño hidráulico. En cuanto las propiedades de resistencia de la tubería, la cual es del tipo GRP (fibra de vidrio), la misma presenta una resistencia o rigidez estructural de 100 kPa, así como una resistencia anular de 30 000 kPa. En los **Cuadro 52**, **Cuadro 53** y **Cuadro 54** se presentan los resultados obtenidos.

**Cuadro 52.** Resultado de los cálculos analíticos para la sección transversal 0+010  
analizada

Parámetro	Resultado obtenido
Convergencia Vertical	3.1 mm
Convergencia Horizontal	0.1 mm
Esfuerzo Vertical	42.5 kPa
Esfuerzo Normal Vertical	42.5 kPa
Esfuerzo Normal Horizontal	15.4 kPa
Fuerza fricción hinc	1528 kN
Fuerza en la cabeza de perforación	471.2 kN
Fuerza hinc total requerida	2000 kN
Compresión anular	1.31 kPa

**Cuadro 53.** Resultado de los cálculos analíticos para la sección transversal 0+140  
analizada

Parámetro	Resultado obtenido
Convergencia Vertical	1.4 mm
Convergencia Horizontal	0.2 mm
Esfuerzo Vertical	19.1 kPa
Esfuerzo Normal Vertical	19.1 kPa
Esfuerzo Normal Horizontal	8.3 kPa
Fuerza fricción hinc	1528 kN
Fuerza en la cabeza de perforación	471.2 kN
Fuerza hinc total requerida	2000 kN
Compresión anular	0.59 kPa

**Cuadro 54.** Resultado de los cálculos analíticos para la sección transversal 0+265 analizada

<b>Parámetro</b>	<b>Resultado obtenido</b>
Convergencia Vertical	1.4 mm
Convergencia Horizontal	0.2 mm
Esfuerzo Vertical	19.1 kPa
Esfuerzo Normal Vertical	19.1 kPa
Esfuerzo Normal Horizontal	8.3 kPa
Fuerza fricción hınca	1528 kN
Fuerza en la cabeza de perforación	471.2 kN
Fuerza hınca total requerida	2000 kN
Compresión anular	0.59 kPa

En todos los casos se puede apreciar que la tubería no presenta solicitaciones mecánicas que arriesguen su integridad estructural, estando las respuestas muy por debajo de la capacidad del elemento.

#### *IV.4.2.2. Diseño geotécnico de los pozos*

En el caso de los pozos, el análisis es del tipo convencional. Se emplean teorías de empujes de tierra para determinar las solicitaciones en el cada uno de los pozos.

Para el pozo de altura igual a 10.0 m, fue determinado por el diseñador estructural un empuje en la base del pozo igual a 69 kPa, así como las siguientes demandas:

$$M = 24.4 \text{ kN-m/m}$$

$$V = 25 \text{ kN}$$

$$P = 311 \text{ kPa}$$

No es objetivo de este estudio el diseño estructural de los pozos, no obstante, se emplearán las respuestas anteriormente señaladas como comparativa a los resultados determinados por modelación numérica. Será un tópico del análisis de resultados.

#### **IV.4.3. Modelación numérica**

##### *IV.4.3.1. Consideraciones generales*

La modelación numérica se ha dividido en 2 tipos de análisis: deformación plana y axisimétricos (ver sección **IV.2.6**). El primer tipo de análisis se empleó a secciones transversales del túnel según lo expuesto en **IV.4.1** y el segundo tipo se aplicó a los pozos de ataque según lo expuesto en **IV.4.1**.

Para la modelación numérica se empleó el software Phase2 de Rocscience, de manera general se consideraron las siguientes características en los modelos:

- Materiales con comportamiento isotrópico.
- Materiales con comportamiento plástico para los modelos de deformación plana.
- Esfuerzos de sitio, determinados con valores de  $K_0$  correlacionados a partir de los ángulos de fricción efectivos estimados para los materiales.
- Para el método de Remplazado de Núcleo, se emplearon elementos sin carga inicial.
- La tubería fue modelada mediante un elemento tipo “liner” con las propiedades mecánicas del material tipo GPR:  $E = 32\text{-}1000$  kPa, Resistencia a la tensión = 720 kPa, Espesor = 20 mm.
- Los pozos fueron modelados mediante anillos de concreto. Espesor = 200 mm,  $E = 30$  GPa.

#### IV.4.3.2. Fases: generalidades

##### IV.4.3.2.1. Micro túnel

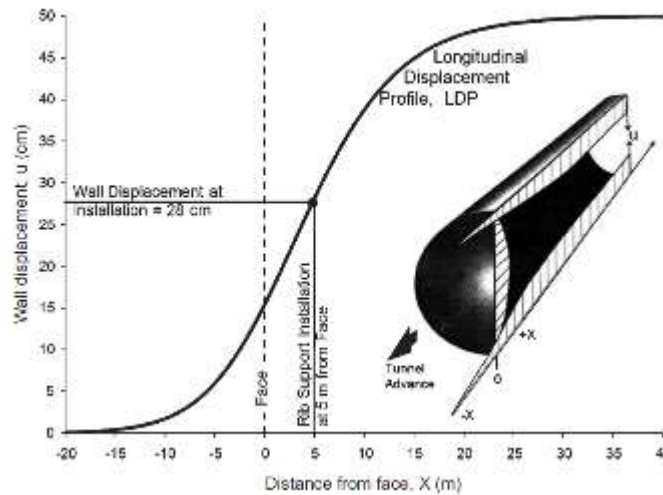
En el caso de análisis de deformación plana en secciones transversales del colector Rivera 2, se establecieron fases en función de un análisis de **Reemplazo de Núcleo** (Softening) tal y como se expone la publicación de Vlachopoulos y Diederichs (2009).

Según Vlachopoulos y Diederichs (2009):

Para determinar el momento adecuado para la instalación de un soporte rígido o para optimizar la instalación de un soporte con capacidad de desplazamiento específica, para propósitos de diseño, es importante establecer el cierre longitudinal o el perfil de desplazamiento (LDP) para el túnel. Una porción de los desplazamientos radiales máximos en el túnel.

El límite tendrá lugar antes de que la cara avance más allá de un punto específico. El límite del túnel continuará desplazándose hacia adentro a medida que el túnel avanza más allá del punto en cuestión. Este es el perfil longitudinal de cierre o desplazamiento frente a distancia.

Desde la cara del túnel se llama perfil de desplazamiento longitudinal o LDP. Un ejemplo de un LDP normalizado se muestra en la **Figura 194**.



**Figura 194.** Ejemplo de Perfil Longitudinal de Desplazamiento (LDP). Fuente: Vlachopoulos y Diederichs (2009)

Para la aplicación de este método de Reemplazo de Núcleo, se siguió el procedimiento expuesto en el tutorial del software Phase2, ***“3D Tunnel Simulation using the Core Replacement Technique”***, el cual se resume de la siguiente manera:

Phase2 se utiliza para simular la excavación tridimensional de un túnel. En tres dimensiones, la cara del túnel proporciona soporte. A medida que la cara del túnel avanza fuera del área de interés, el soporte disminuye hasta que las tensiones se pueden modelar con precisión con un enfoque bidimensional de plano-deformación. Este procedimiento es necesario para determinar la cantidad de deformación antes de la instalación de soporte.

Para diseñar un sistema de soporte, se puede utilizar el siguiente procedimiento:

1. Determinar la cantidad de deformación de la pared del túnel antes de la instalación de soporte. A medida que se excava un túnel, hay una cierta cantidad de deformación, generalmente 35-45% de la deformación final de la pared del túnel, antes de que se pueda instalar el soporte. La determinación de esta deformación se puede hacer usando:
  - a) Valores de campo observados
  - b) Numéricamente a partir de modelos 3D de elementos finitos o modelos de elementos finitos axisimétricos
  - c) Utilizando relaciones empíricas como las propuestas por Vlachopoulos y Diederichs (2009).

2. Usando la técnica de Reemplazo de Núcleo, se determina la secuencia de reducción de módulo que produce la cantidad de deformación de la pared del túnel en el punto y antes de la instalación de soporte. Este es el valor determinado en el paso 1.
3. Se construye un modelo que relaje el límite de la cantidad calculada en el paso 2.

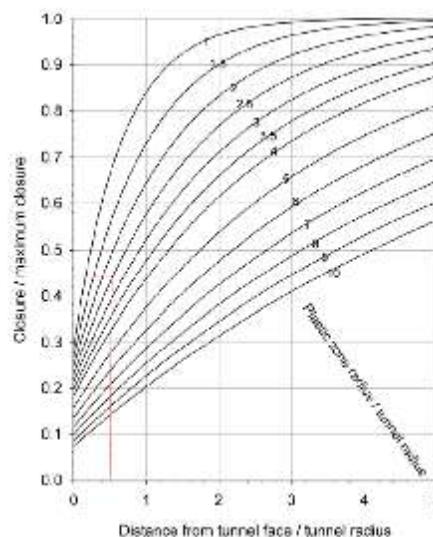
Este método requiere que se construya un modelo del túnel y se determine:

- a) La deformación lejos de la cara del túnel usando un análisis de esfuerzo de plano simple
- b) Para el mismo modelo se determina el radio de la zona plástica.

Para determinar la correspondencia entre el módulo del núcleo y la distancia desde la cara del túnel, primero se debe conocer la relación entre la deformación de la pared del túnel y la distancia desde la cara del túnel. Como se mencionó anteriormente, hay varios métodos para hacer esto.

Conociendo la relación entre el desplazamiento de la pared del túnel y la distancia desde la cara del túnel, y conociendo la relación entre el módulo del núcleo y el desplazamiento de la pared del túnel, se puede determinar la relación entre el módulo del núcleo y la distancia desde la cara del túnel. Conocer esta relación permite determinar la secuencia de reducción de módulo que proporciona el desplazamiento de la pared del túnel antes de la instalación de soporte.

Las mediciones de parámetros se realizaron empleando los resultados obtenidos en cada uno de los modelos numéricos, empleando la gráfica presenta en la **Figura 195**:



**Figura 195.** Grafica para obtener la deformación para la colocación de refuerzo. Fuente: Tutorial Phase2, Rocscience

Finalmente, a partir del empleo del método de Reemplazo de Núcleo se definen de manera general las siguientes fases:

- **Fase 1:** esfuerzos en sitio
- **Fase 2:** etapas de reducción de módulo, la cantidad de fases de reducción depende del cálculo según se señaló en las secciones anteriores.
- **Fase 3:** excavación y colocación del soporte (tubería). Dado que el proceso de instalación de la tubería es mediante hinca, se considera que el soporte estará prácticamente en el mismo momento en que se excava la cavidad, a una muy corta distancia de la cara del túnel.

#### IV.4.3.2.2. Pozos

En el caso de análisis axisimétrico para los pozos del colector Rivera 2, se establecieron fases en función del método constructivo propuesto para la reubicación.

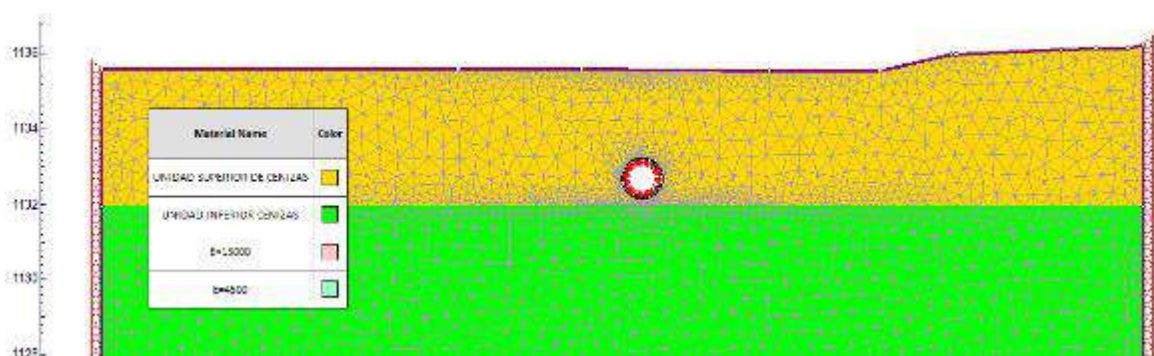
Los pozos se construyen prefabricados en un diámetro de 3.2 m y secciones de 1.120 m de altura (anillos). Cada anillo se hinca uno sobre el otro, es decir el soporte se considera instalado inmediatamente y se avanza en tramos de 1.120 m. Por tanto, se definen de manera genérica las siguientes fases:

- **Fase 1:** esfuerzos en sitio.
- **Fase 2:** etapa de excavación del primer anillo, en este punto el primer tramo excavado no tiene soporte.
- **Fase 3 a Fase “n”:** consiste en la excavación e hinca de los subsecuentes anillos prefabricados, la fase se repite hasta la “n” cantidad de anillos que conformen el pozo completo.

#### IV.4.3.3. Modelos de deformación plana

##### IV.4.3.3.1. Sección transversal 0+010:

Se analizó la sección 0+010 como se muestra en la **Figura 191**, se estableció la sección transversal basada en el modelo geotécnico establecidos para el proyecto como se muestra en la **Figura 196** a continuación:

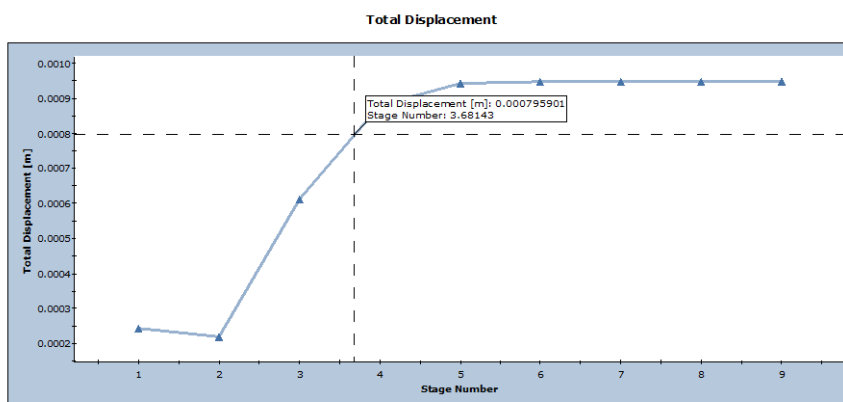


**Figura 196.** Modelo numérico para la sección 0+010 – Mínima cobertura.

Dicha sección fue seleccionada dada la baja cobertura con la que se excava el micro túnel, además de coincidir la mina con una carretera cantonal, por lo que es expuesta a carga vehicular.

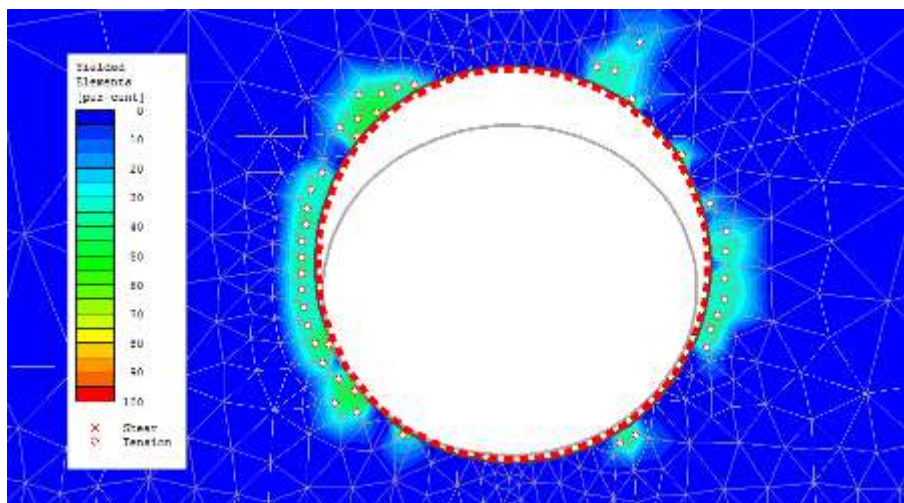
A partir del modelo anterior, se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran de una manera resumida, dada la gran cantidad de datos que se obtienen de un modelo numérico.

La siguiente figura muestra la curva de desplazamiento contra el numero de fase, que se empleó para determinar la cantidad de reducciones de módulos a emplear en el análisis posterior:



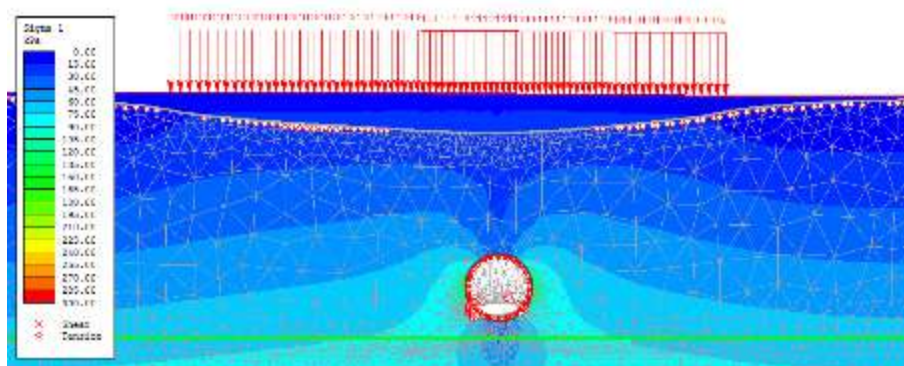
**Figura 197.** Determinación de la fase de instalación del soporte según el método de Reemplazo de Núcleo, para la sección 0+010

En la siguiente figura se demuestra la plastificación alcanzada en las inmediaciones del perímetro de la excavación. A partir de este resultado se determinó el Radio Plástico, que se emplea como insumo en el método de Reemplazo de Núcleo.

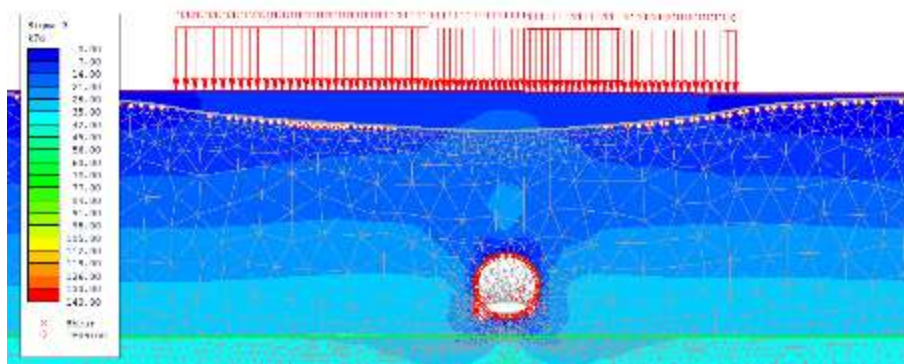


**Figura 198.** Plastificación para la sección 0+010 – Mínima cobertura.

En la **Figura 199** y **Figura 200** se muestra de manera somera la distribución del esfuerzo sigma y del esfuerzo sigma 3:



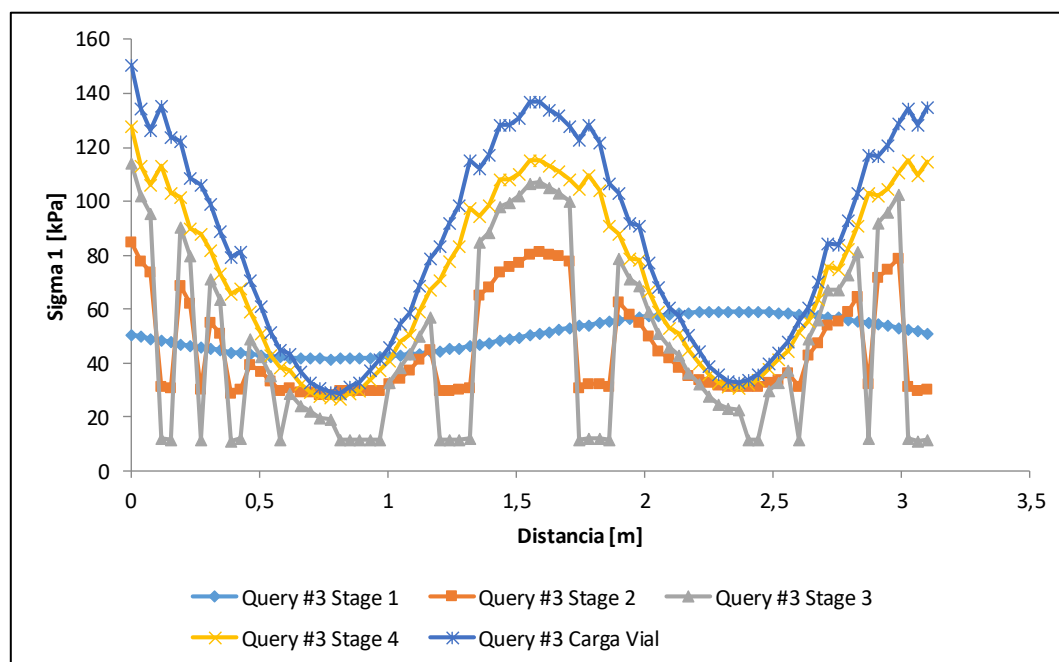
**Figura 199.** Esfuerzo Sigma 1 para la sección 0+010 – Mínima cobertura.



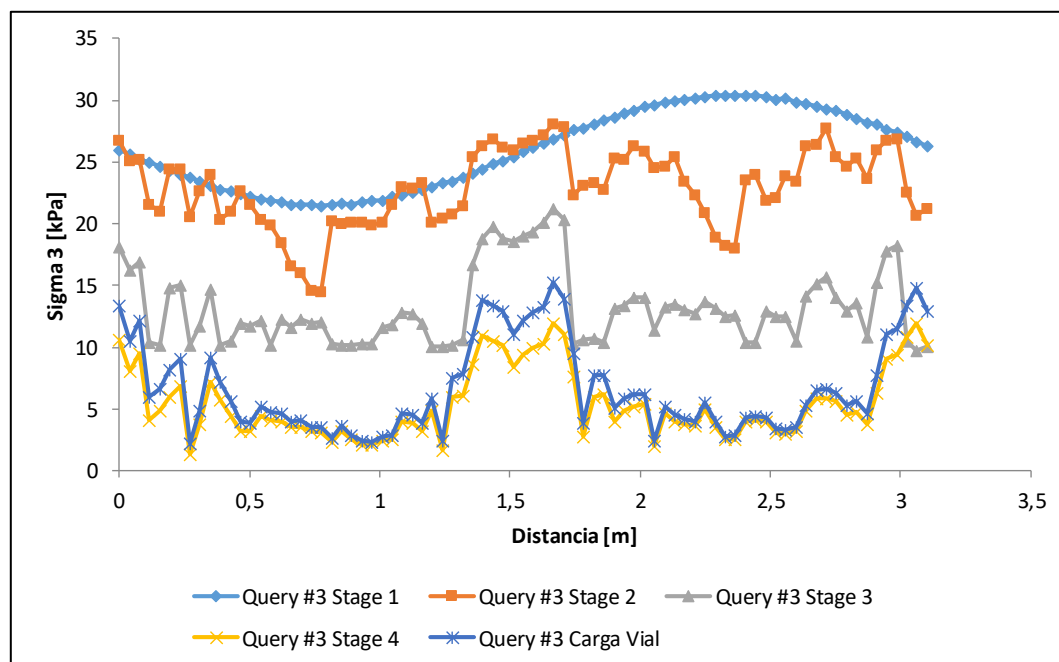
**Figura 200.** Esfuerzo Sigma 3 para la sección 0+010 – Mínima cobertura.



En la **Figura 201** y **Figura 202**, se presentan las respuestas obtenidas en la tubería en términos de sigma 1 y sigma 3, donde se puede apreciar el comportamiento de estas respuestas en función de la fase de análisis.

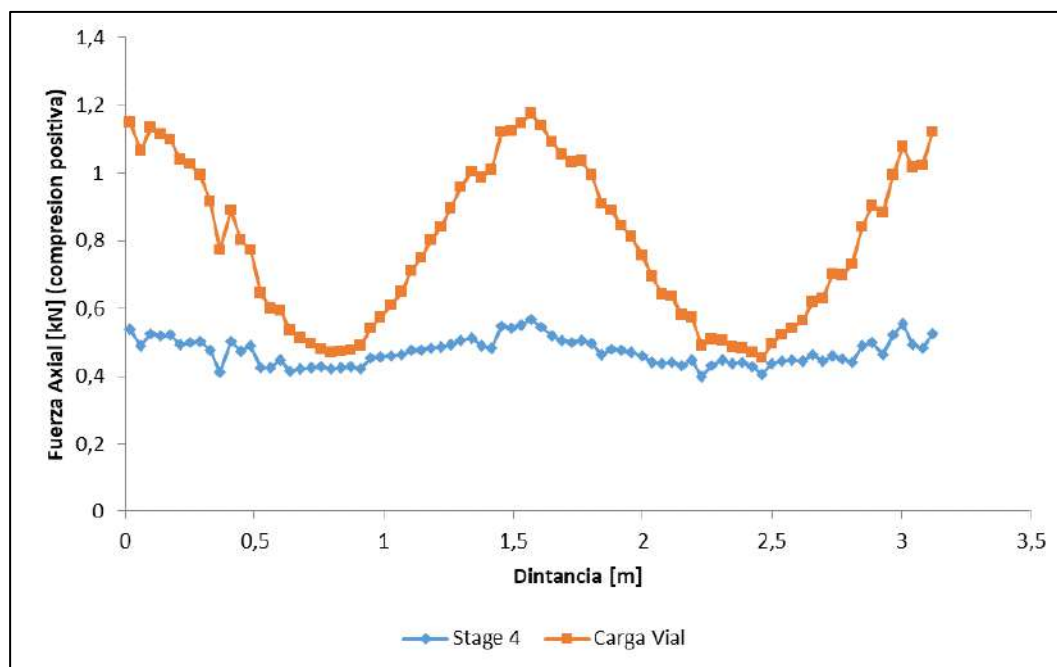


**Figura 201.** Distribución de sigma 1 en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura

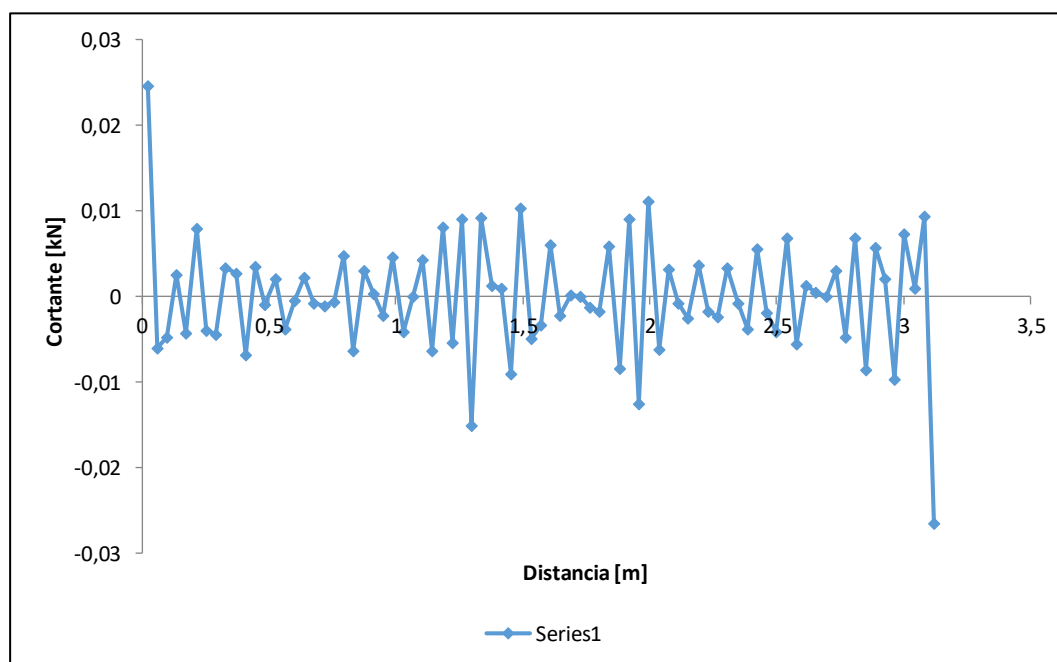


**Figura 202.** Distribución de sigma 3 en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura

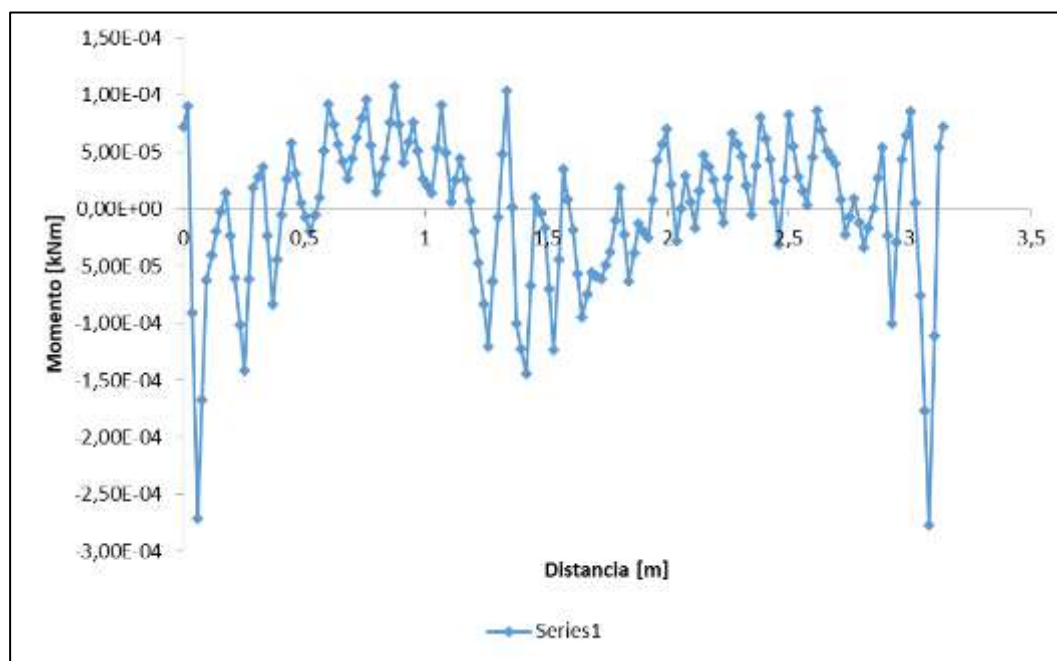
En la **Figura 203**, **Figura 204** y **Figura 205**, se presentan las respuestas obtenidas en la tubería en términos de carga axial, cortante y momento, donde se puede apreciar el comportamiento de estas respuestas en función de la fase de análisis.



**Figura 203.** Carga axial en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura.

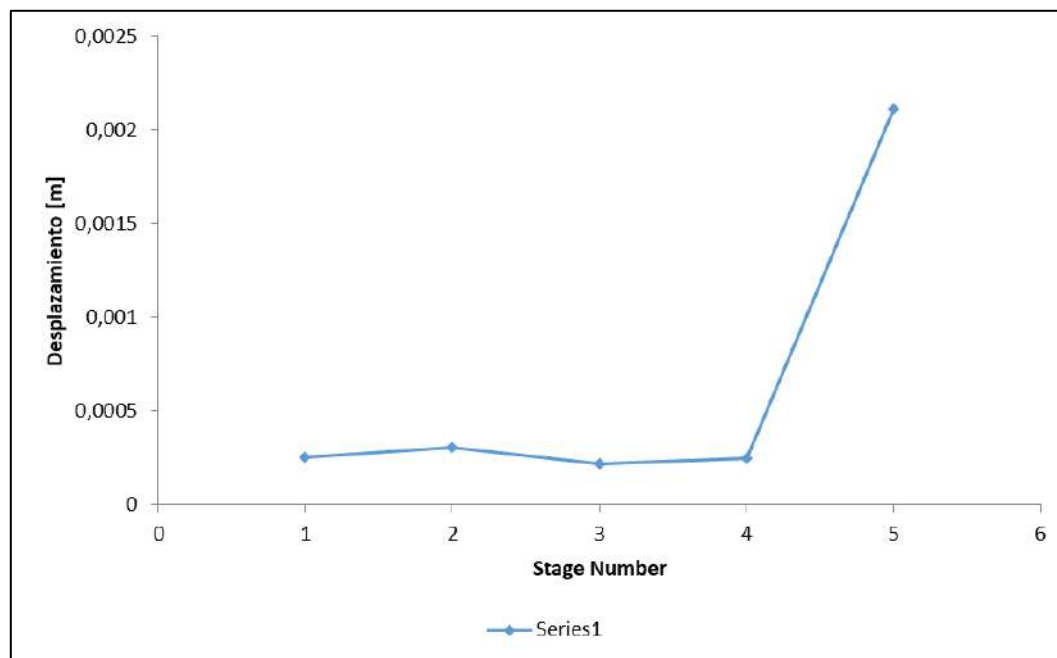


**Figura 204.** Cortante en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura.



**Figura 205.** Momento en la tubería para la sección 0+010 – Mínima cobertura.

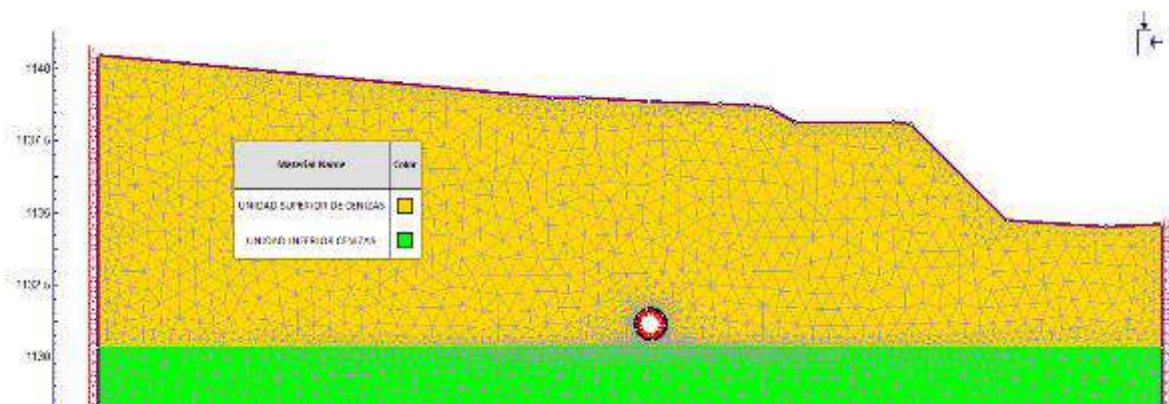
En la **Figura 206**, se presenta la aproximación obtenida para el desplazamiento vertical en la superficie del terreno en función de la fase:



**Figura 206.** Desplazamiento superficial para la sección 0+010 – Mínima cobertura.

#### IV.4.3.3.2. Sección transversal 0+140

Se analizó la sección 0+140 como se muestra en la **Figura 192**, se estableció la sección transversal basada en el modelo geotécnico establecidos para el proyecto como se muestra en la **Figura 207** a continuación:

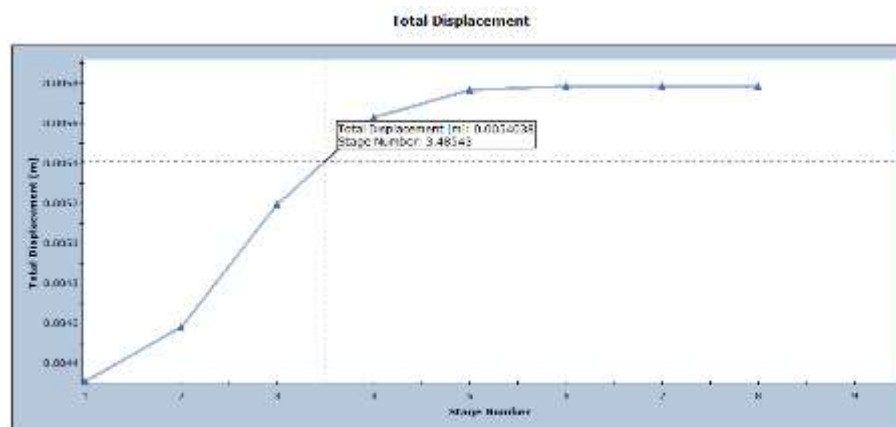


**Figura 207.** Modelo numérico para la sección 0+140 – Máxima cobertura.

Dicha sección fue seleccionada dada la máxima cobertura con la que se excava el micro túnel.

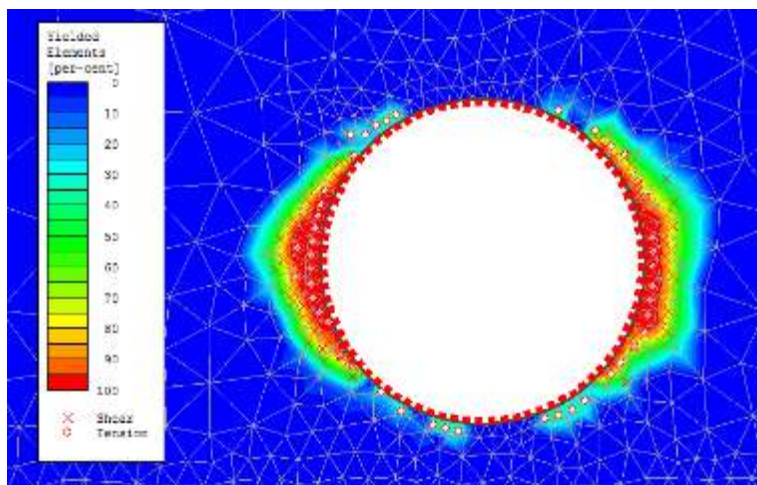
A partir del modelo anterior, se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran de una manera resumida, dada la gran cantidad de datos que se obtienen de un modelo numérico.

La **Figura 208** muestra la curva de desplazamiento contra el número de fase, que se empleó para determinar la cantidad de reducciones de módulos a emplear en el análisis posterior:



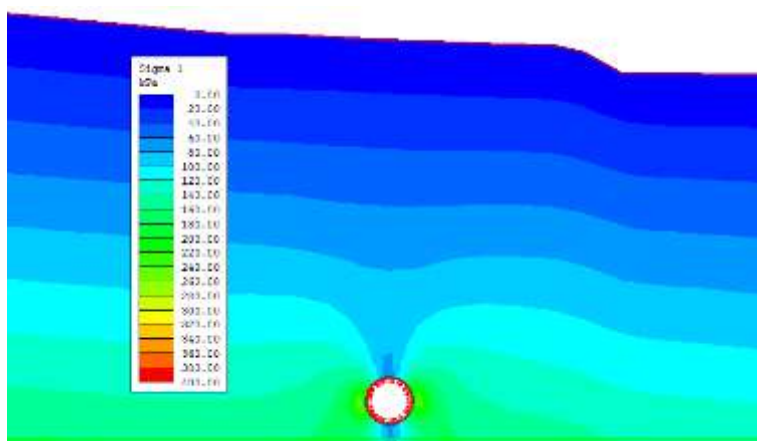
**Figura 208.** Determinación de la fase de instalación del soporte según el método de Reemplazo de Núcleo, para la sección 0+140

En la **Figura 209** se demuestra la plastificación alcanzada en las inmediaciones del perímetro de la excavación. A partir de este resultado se determinó el Radio Plástico, que se emplea como insumo en el método de Reemplazo de Núcleo.

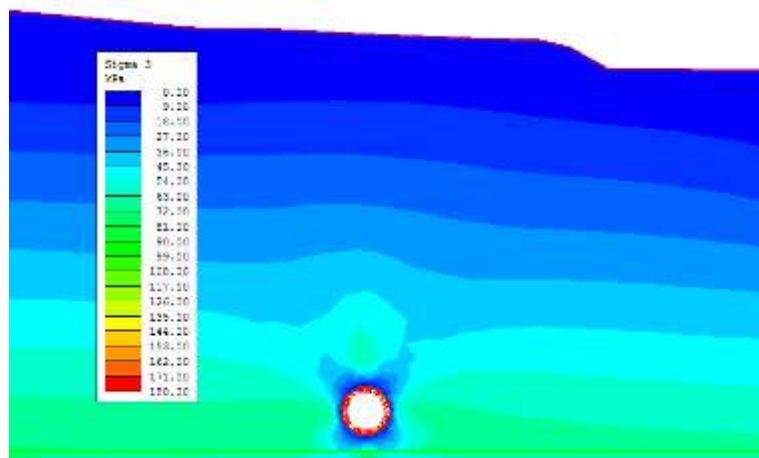


**Figura 209.** Plastificación para la sección 0+140 – Máxima cobertura.

En **Figura 210** y **Figura 211** se muestra de manera somera la distribución del esfuerzo sigma y del esfuerzo sigma 3:

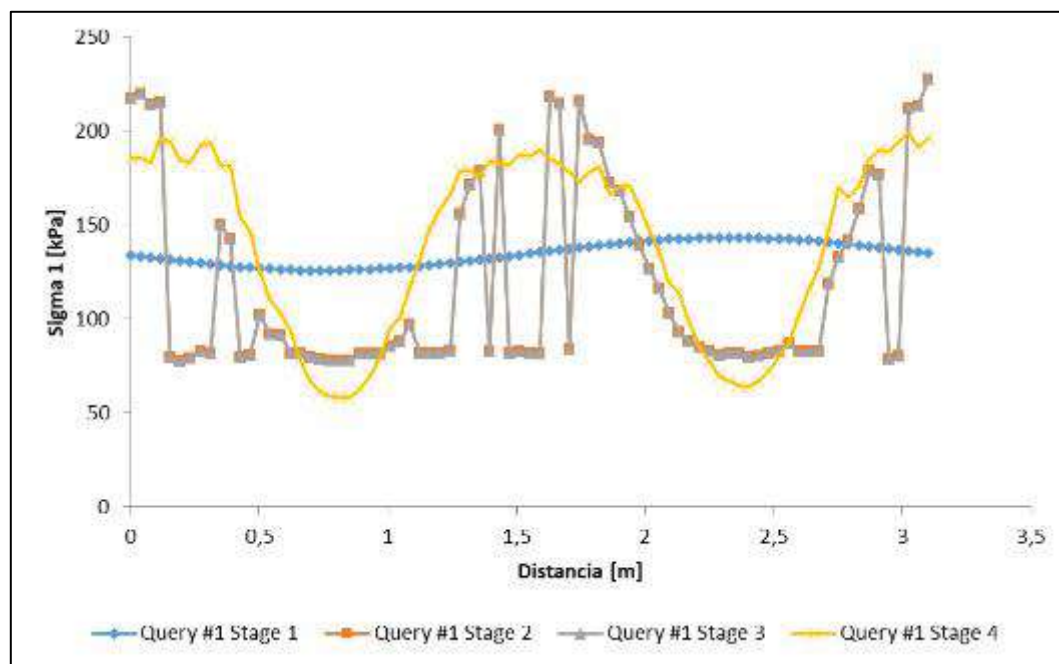


**Figura 210.** Esfuerzo Sigma 1 para la sección 0+140 – Máxima cobertura.

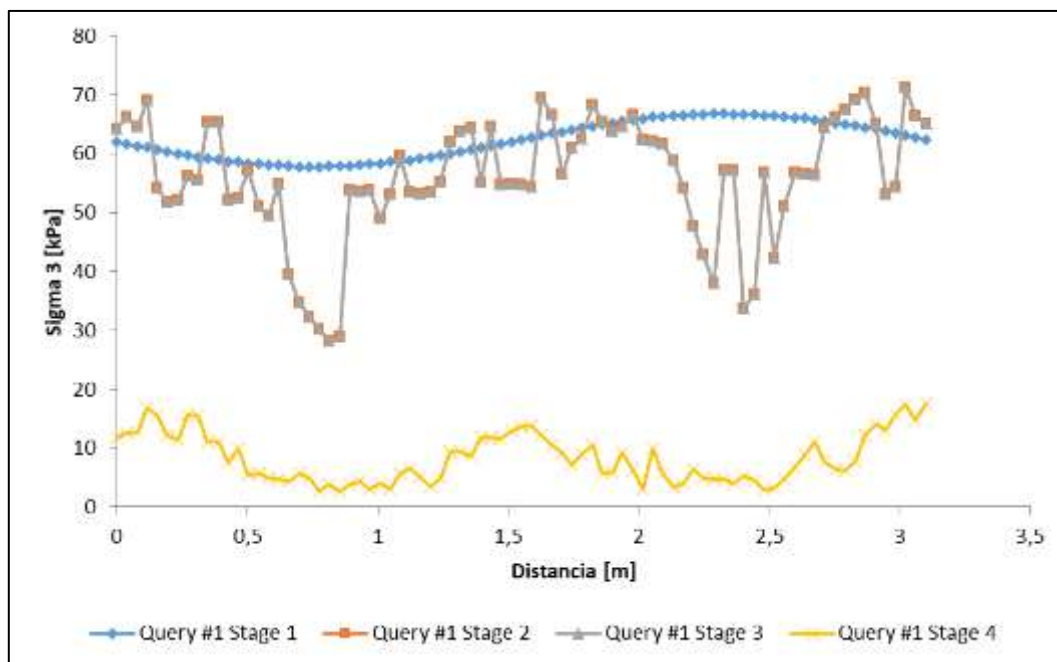


**Figura 211.** Esfuerzo Sigma 3 para la sección 0+140 – Máxima cobertura.

En **Figura 212** y **Figura 213**, se presentan las respuestas obtenidas en la tubería en términos de sigma 1 y sigma 3, donde se puede apreciar el comportamiento de estas respuestas en función de la fase de análisis.



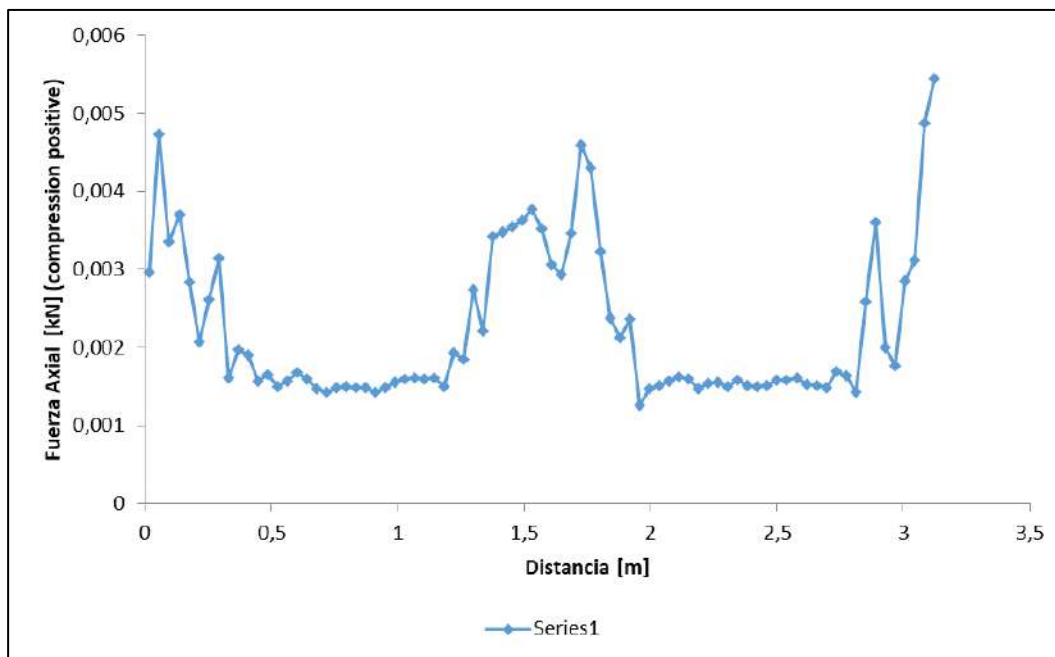
**Figura 212.** Distribución de sigma 1 en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura



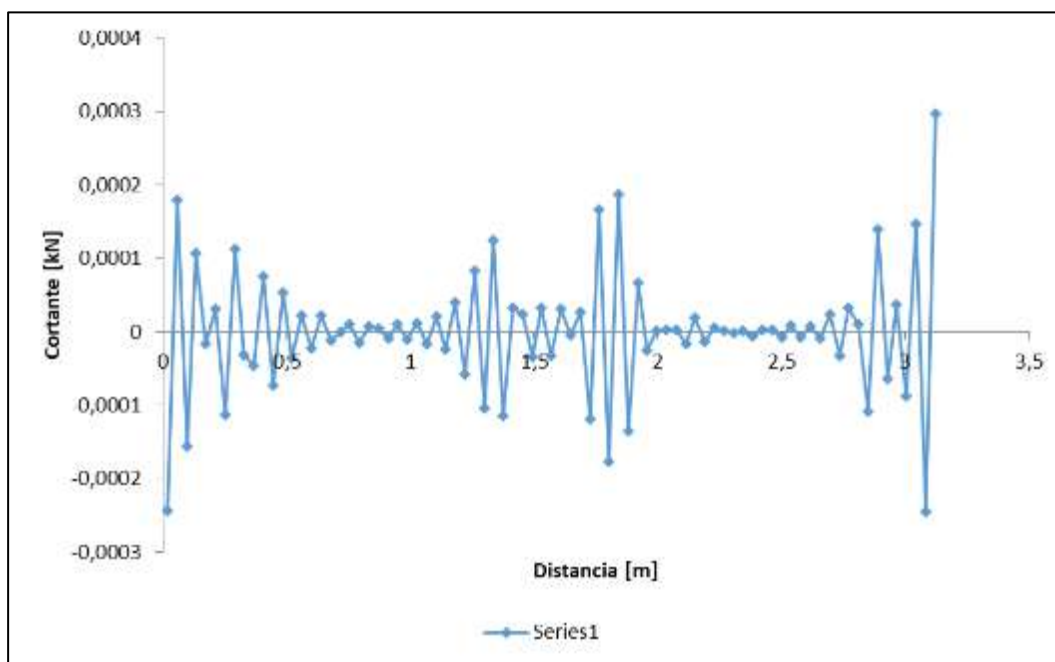
**Figura 213.** Distribución de sigma 3 en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura

En **Figura 214**, **Figura 215** y **Figura 216**, se presentan las respuestas obtenidas en la tubería en términos de carga axial, cortante y momento, donde se puede apreciar el comportamiento de estas respuestas en función de la fase de análisis.



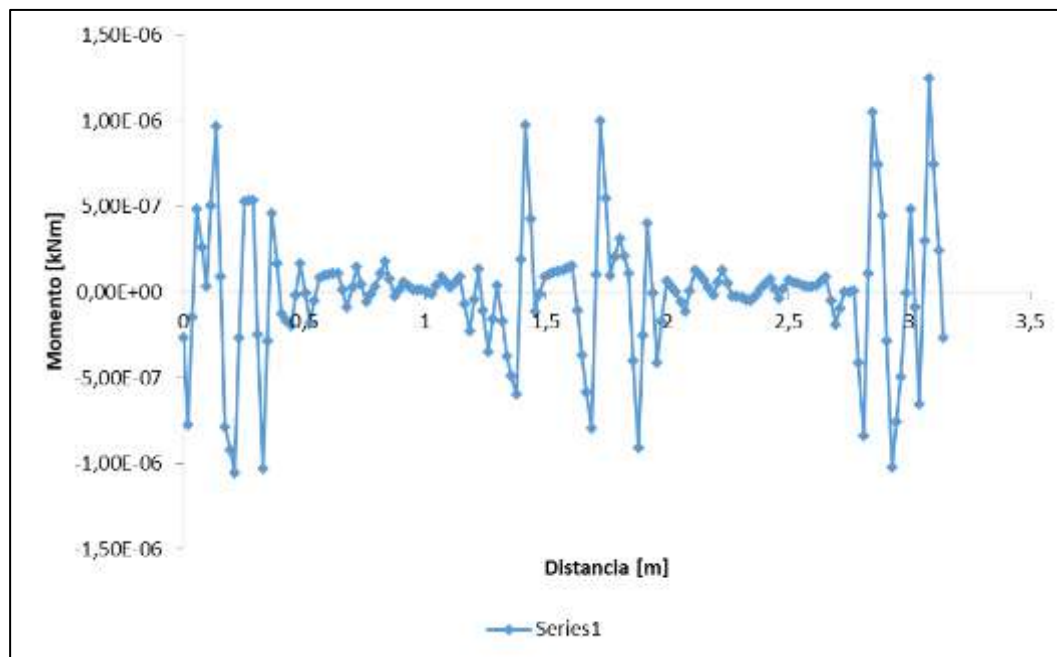


**Figura 214.** Carga axial en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura.



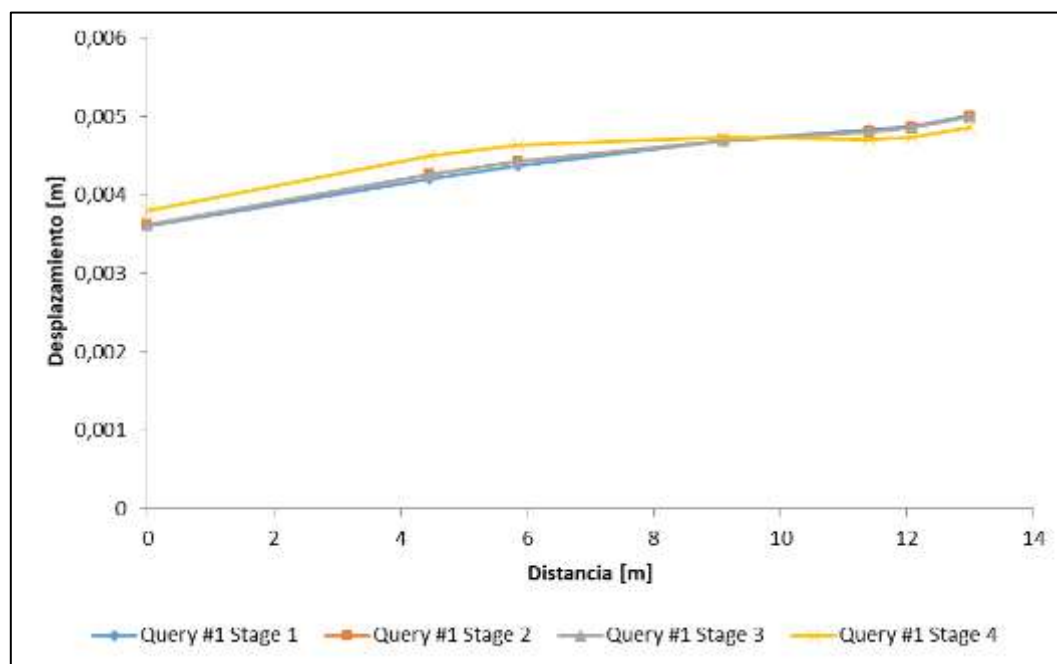
**Figura 215.** Cortante en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura.





**Figura 216.** Momento en la tubería para la sección 0+140 – Máxima cobertura.

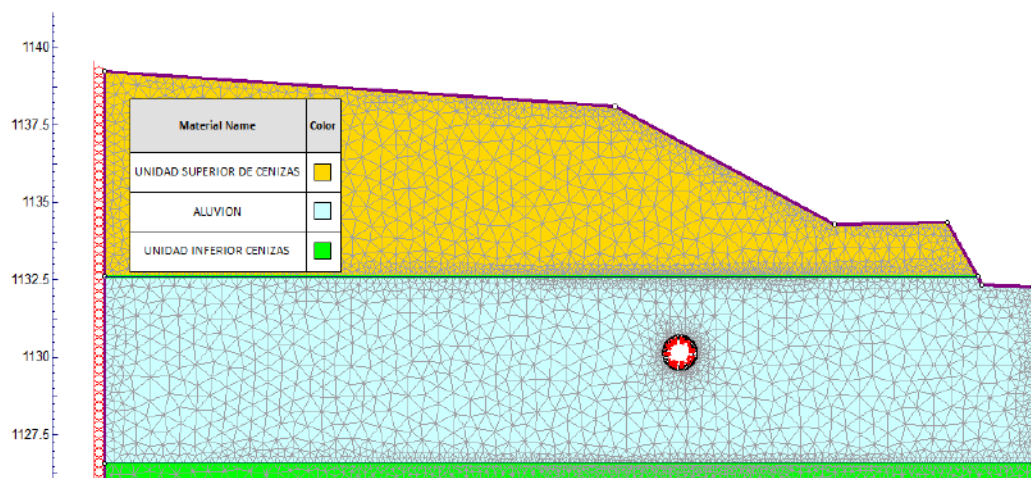
En la **Figura 217** se presenta la aproximación obtenida para el desplazamiento vertical en la superficie del terreno en función de la fase:



**Figura 217.** Desplazamiento superficial para la sección 0+140 – Máxima cobertura.

#### IV.4.3.3.3. Sección transversal 0+265

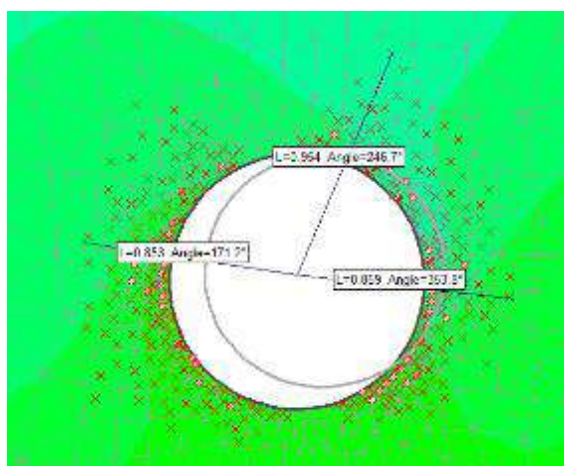
Se analizó la sección 0+265 como se muestra en la **Figura 193**, se estableció la sección transversal basada en el modelo geotécnico establecidos para el proyecto como se muestra en la **Figura 218** a continuación:



**Figura 218.** Modelo numérico para la sección 0+265 – Corte por Aluvión.

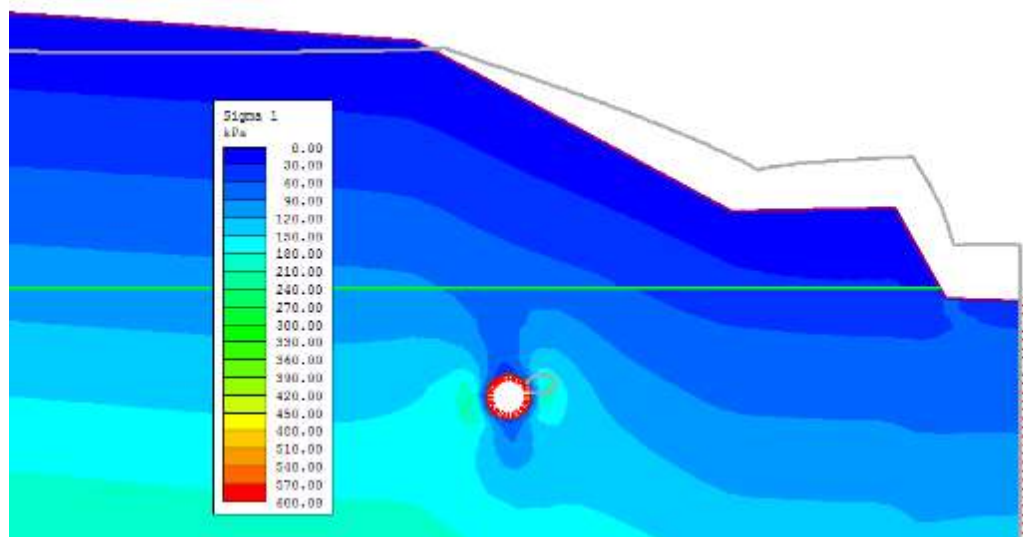
Dicha sección fue seleccionada dado que es la sección del micro túnel que corta la unidad geotécnica de aluvión. Es de especial interés comprara el comportamiento de este material versus las capas de cenizas de menor rigidez. A partir del modelo anterior, se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran de una manera resumida, dada la gran cantidad de datos que se obtienen de un modelo numérico.

En la **Figura 219** se demuestra la plastificación alcanzada en las inmediaciones del perímetro de la excavación. A partir de este resultado se determinó el Radio Plástico, que se emplea como insumo en el método de Reemplazo de Núcleo.

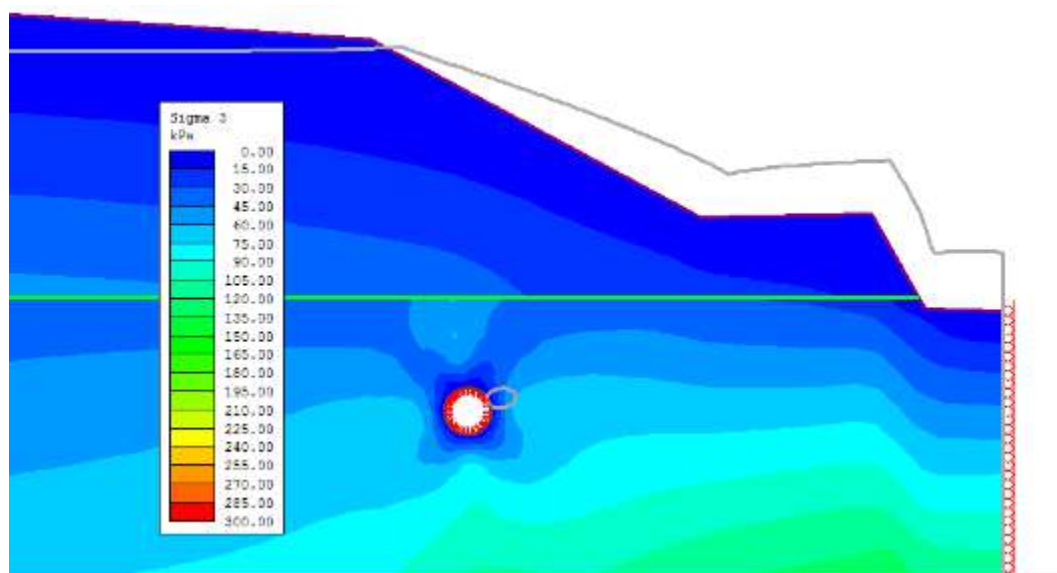


**Figura 219.** Plastificación para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.

En la **Figura 220** y **Figura 221**, se muestra de manera somera la distribución del esfuerzo sigma y del esfuerzo sigma 3:

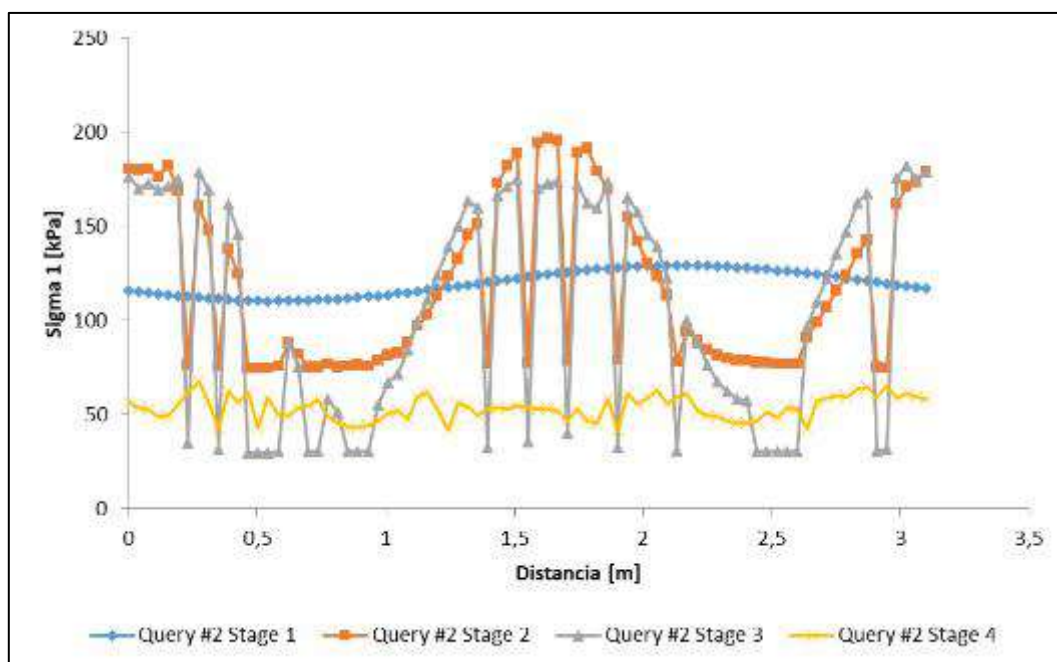


**Figura 220.** Esfuerzo Sigma 1 para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.

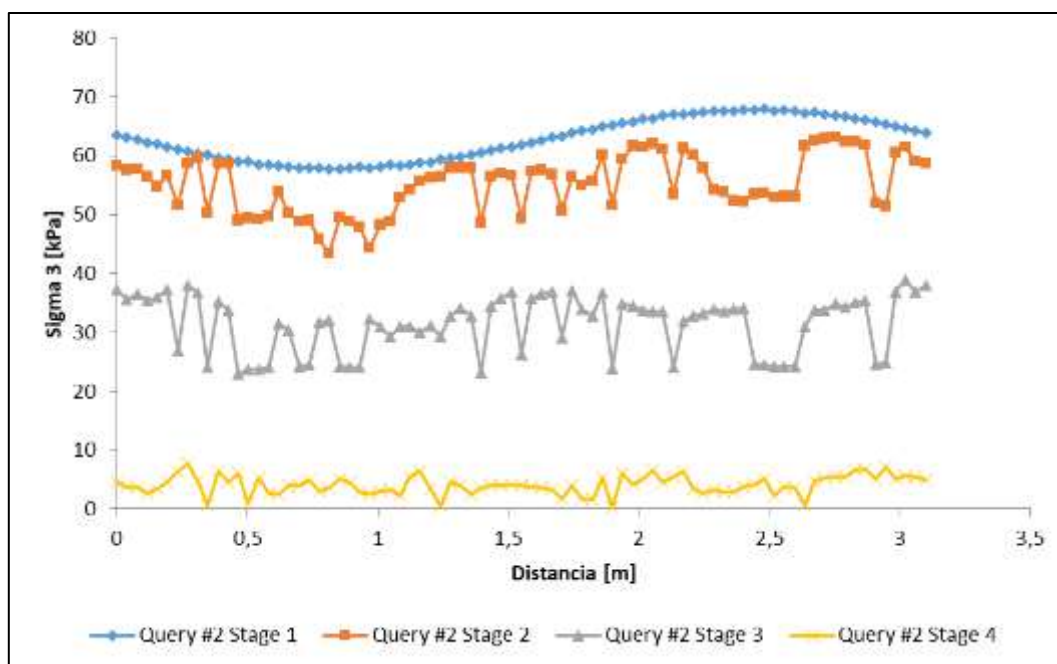


**Figura 221.** Esfuerzo Sigma 3 para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.

En **Figura 222** y **Figura 223**, se presentan las respuestas obtenidas en la tubería en términos de sigma 1 y sigma 3, donde se puede apreciar el comportamiento de estas respuestas en función de la fase de análisis.

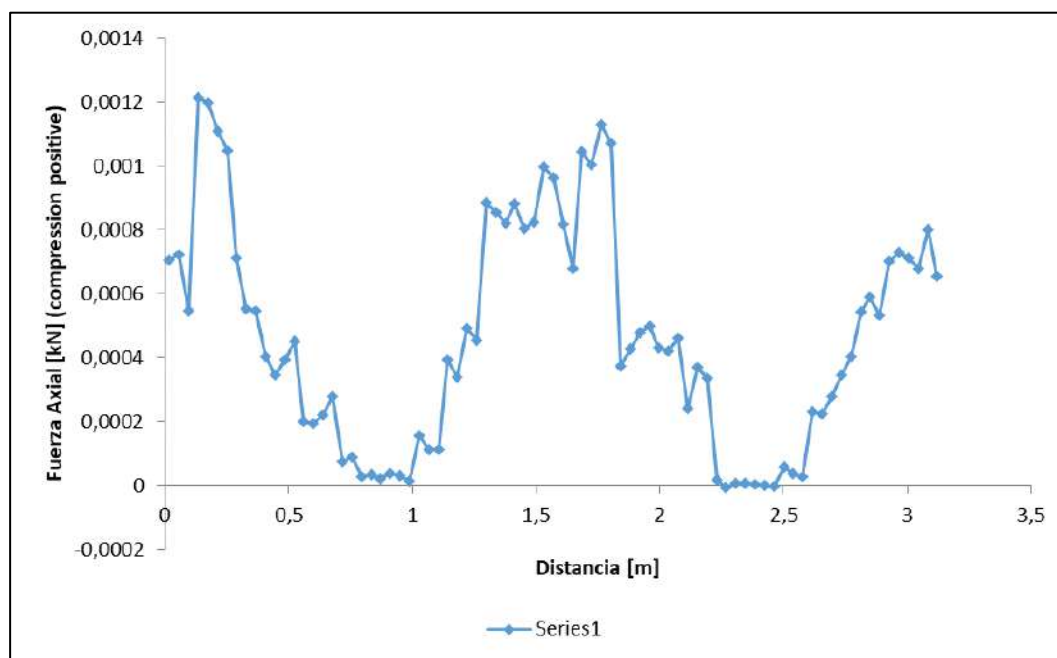


**Figura 222.** Distribución de sigma 1 en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.

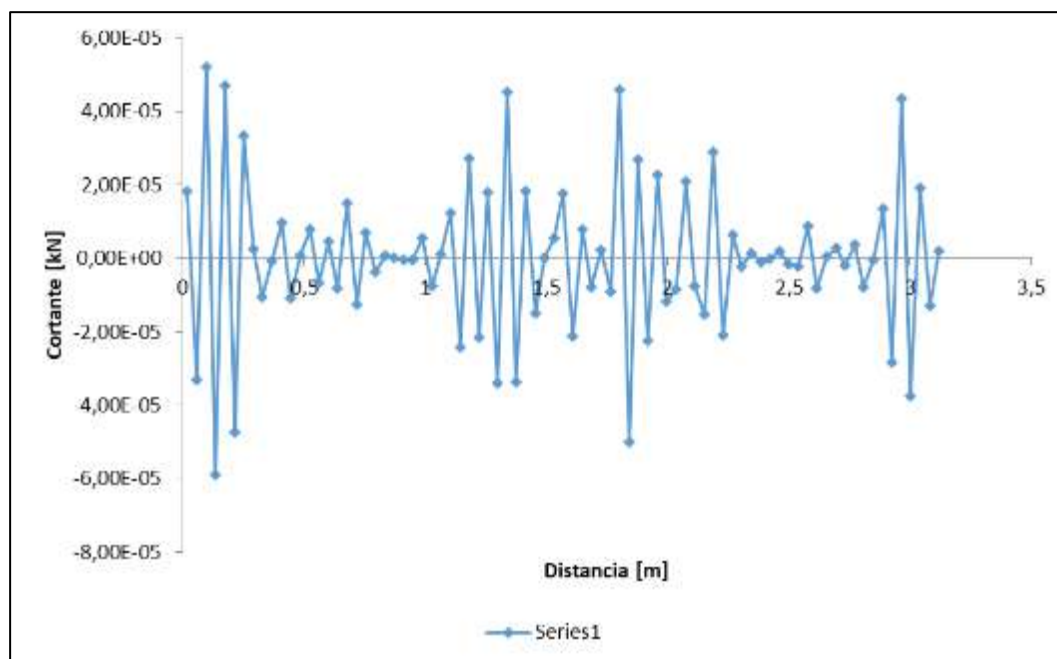


**Figura 223.** Distribución de sigma 3 en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.

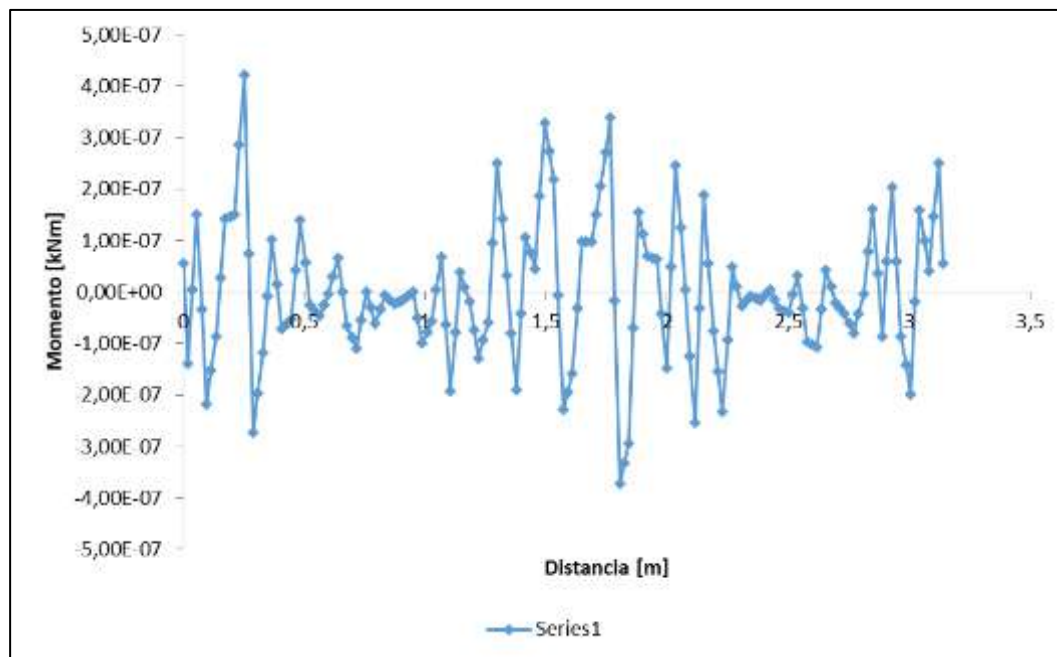
En la **Figura 224**, **Figura 225** y **Figura 226**, se presentan las respuestas obtenidas en la tubería en términos de carga axial, cortante y momento, donde se puede apreciar el comportamiento de estas respuestas en función de la fase de análisis.



**Figura 224.** Carga axial en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.

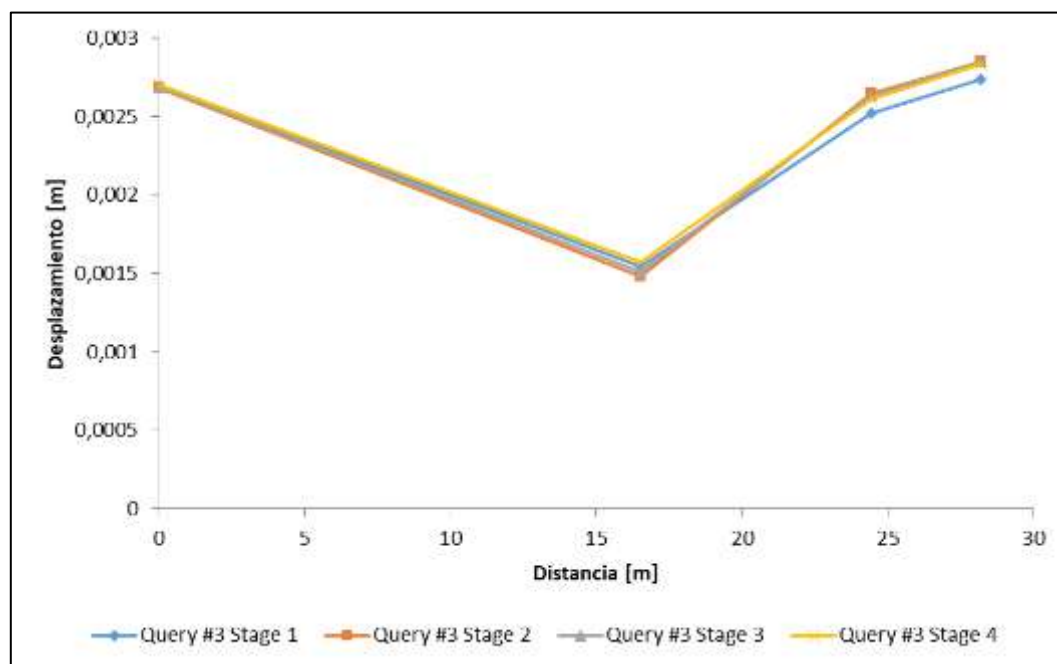


**Figura 225.** Cortante en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.



**Figura 226.** Momento en la tubería para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.

En la **Figura 227**, se presenta la aproximación obtenida para el desplazamiento vertical en la superficie del terreno en función de la fase:



**Figura 227.** Desplazamiento superficial para la sección 0+265 – Excavación Aluvión.



#### IV.4.3.3.4. Comparación de resultados obtenidos en los modelos de deformación plana

Se plantea a manera resumen y comparativa el **Cuadro 55**, con el fin de poder observar el comportamiento de las principales respuestas obtenidas de los modelos numéricos elaborados.

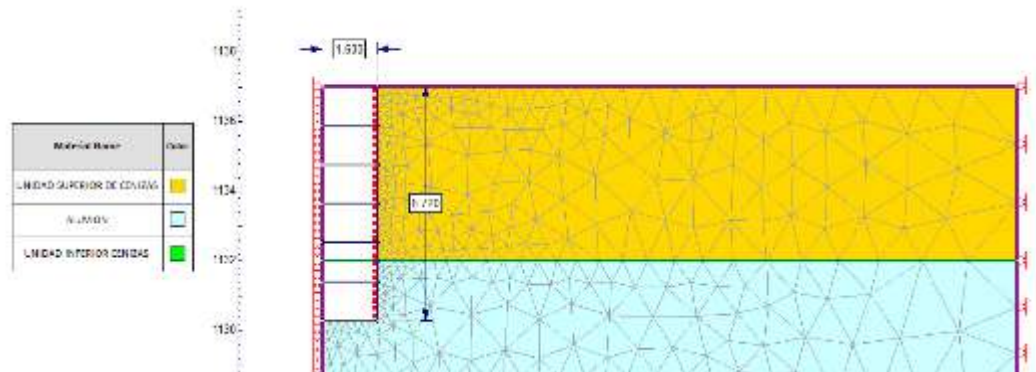
**Cuadro 55.** Comparación de resultados obtenidos en los análisis numéricos con modelos de deformación plana

Estación	Sigma 1 Max (kPa)	Sigma 3 Max (kPa)	Sigma YY Cúspide (kPa)	Sigma XX Lateral (kPa)	Carga Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kN-m)	Desplazamiento Superficial (mm)
0+010	150	30	3.6	13.4	1.2	0.025	3E-4	2.0
0+140	220	70	2.8	13.5	0.005	0.0003	1E-6	5.0
0+265	180	65	3.7	4.5	0.0012	4.5E-5	4E-7	3.0

#### IV.4.3.4. Modelos axisimétricos

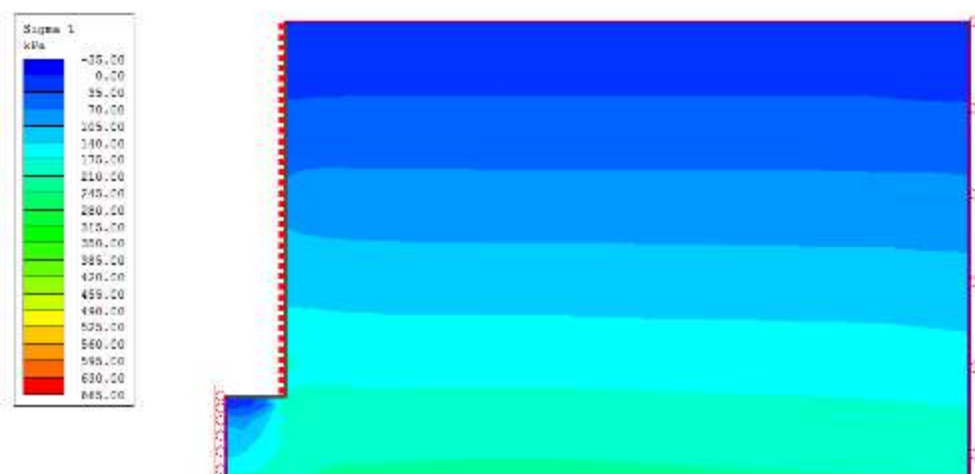
##### IV.4.3.4.1. Pozo 2

Para el análisis de las estructuras tipo pozo, se han empleado modelos del tipo axisimétricos, realizando los modelos con su eje de simetría en el centro geométrico del pozo. El Pozo 2 consiste en una estructura de 3.2 m de diámetro y 6.7 m de profundidad que interseca la Unidad Superior de Cenizas y la Unidad Aluvial Fina. Modelado mediante anillos de concreto. Espesor = 200 mm,  $E = 30$  GPa. La ubicación de los pozos se puede observar en las **Figura 177** y **Figura 182**. La **Figura 228** muestra el modelo axisimétrico empleado en el análisis numérico del Pozo 2:

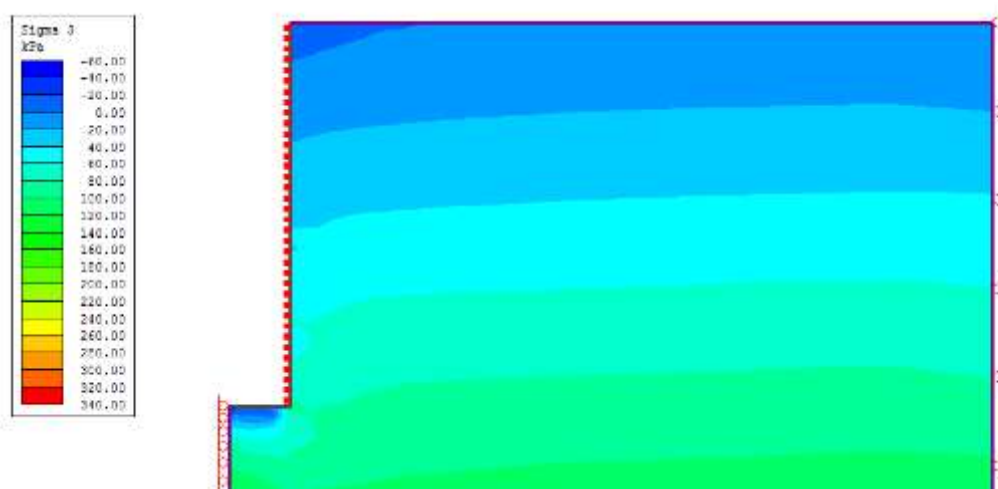


**Figura 228.** Modelo axisimétrico para el Pozo 2.

A partir del modelo axisimétricos, en la **Figura 229**, **Figura 230**, **Figura 231**, **Figura 232**, **Figura 233**, **Figura 234** y **Figura 235** se presentan resultados del comportamiento de esfuerzos en el medio y desplazamientos totales:

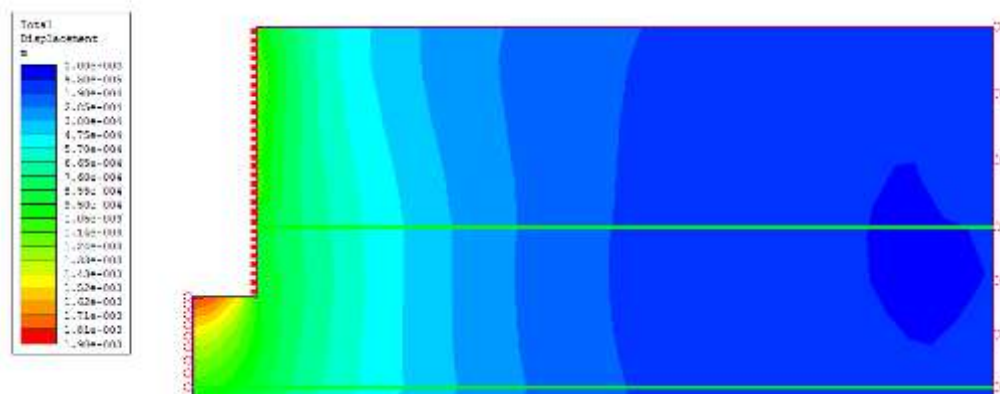


**Figura 229.** Esfuerzo sigma 1 para el Pozo 2.

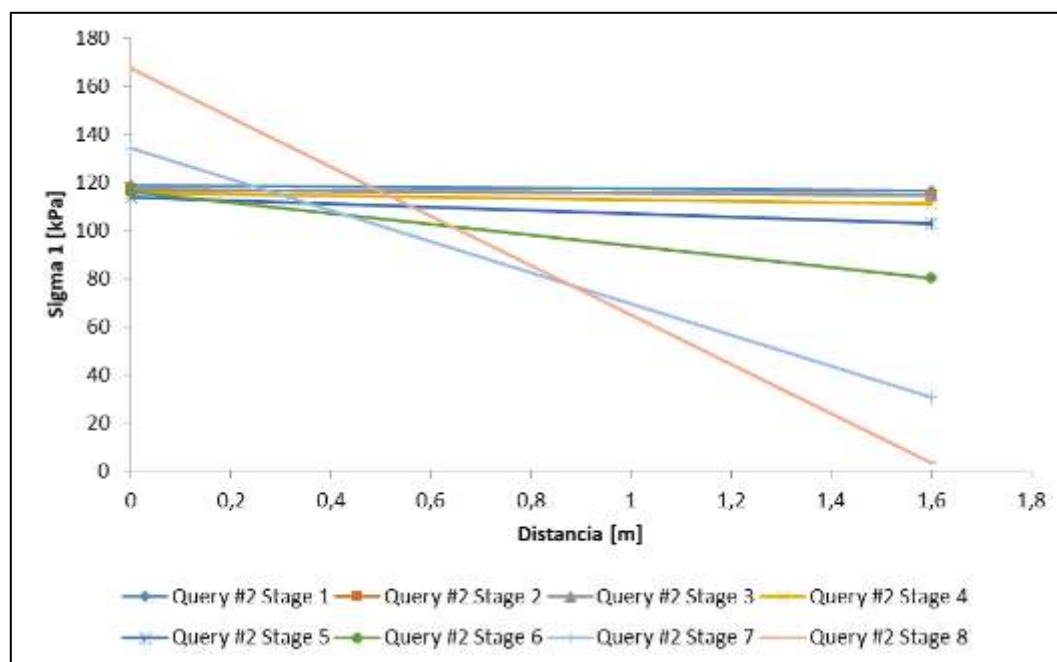


**Figura 230.** Esfuerzo sigma 3 para el Pozo 2.

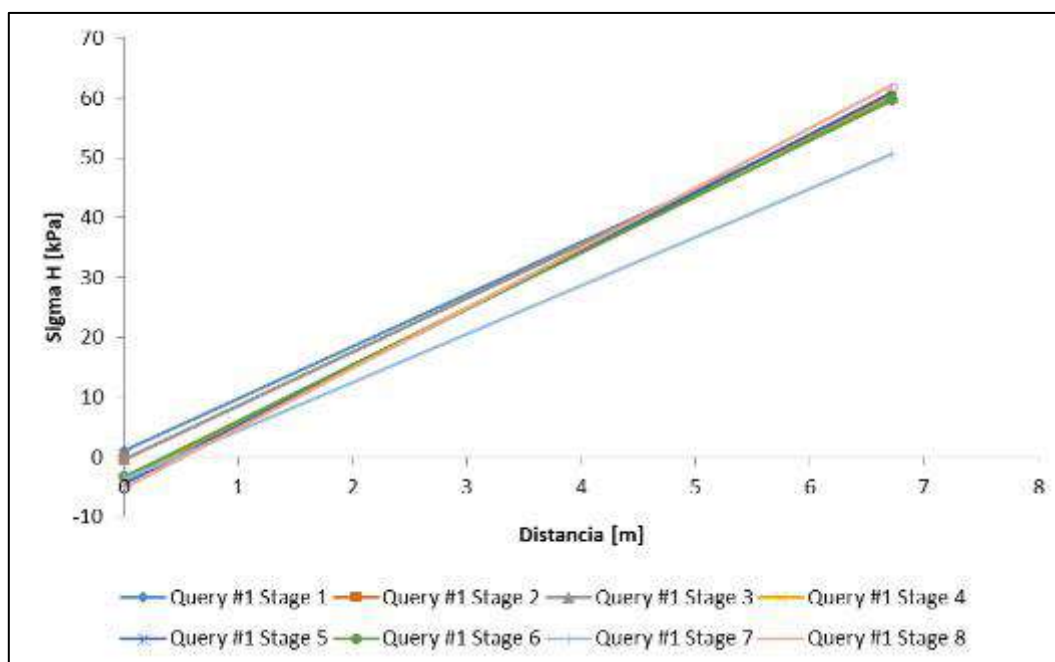




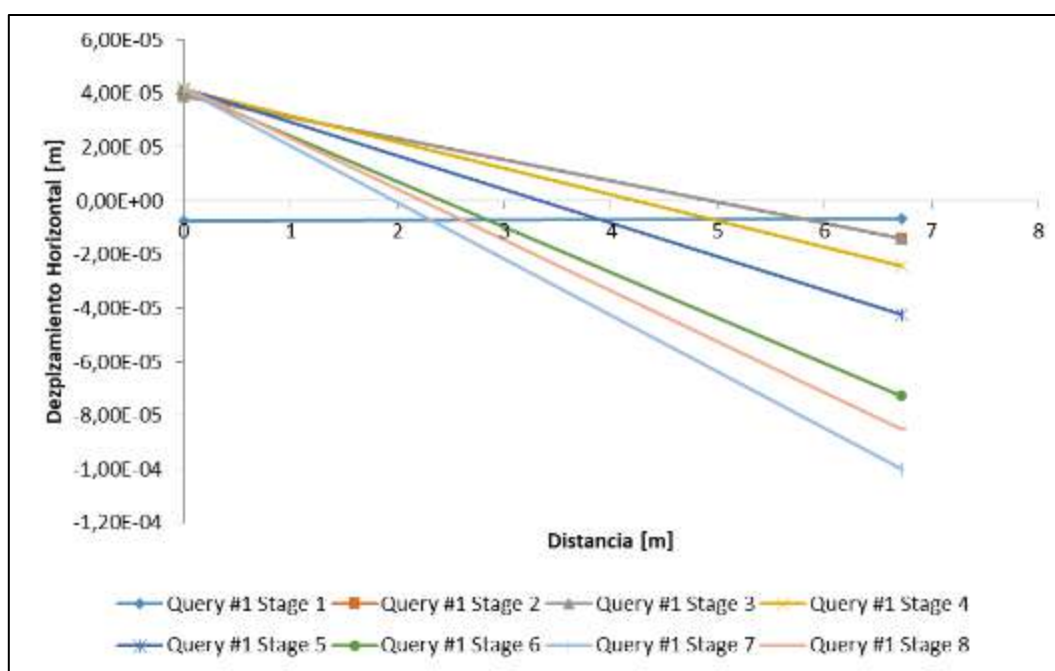
**Figura 231.** Desplazamientos para el Pozo 2.



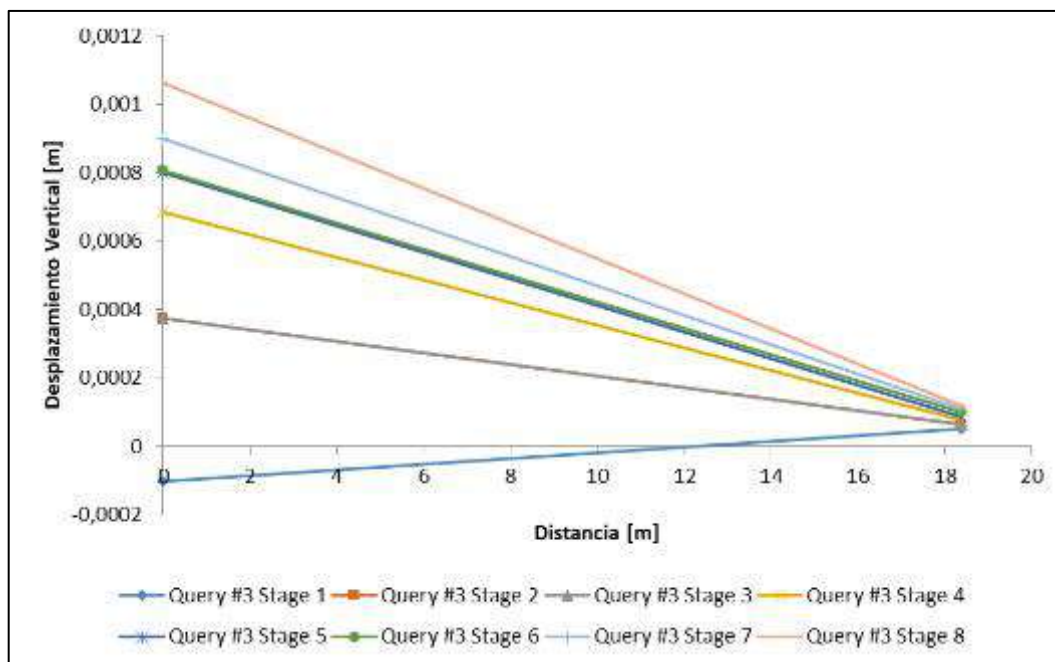
**Figura 232.** Esfuerzos en la cimentación del fondo del Pozo 2.



**Figura 233.** Esfuerzos horizontales en la pared del Pozo 2.

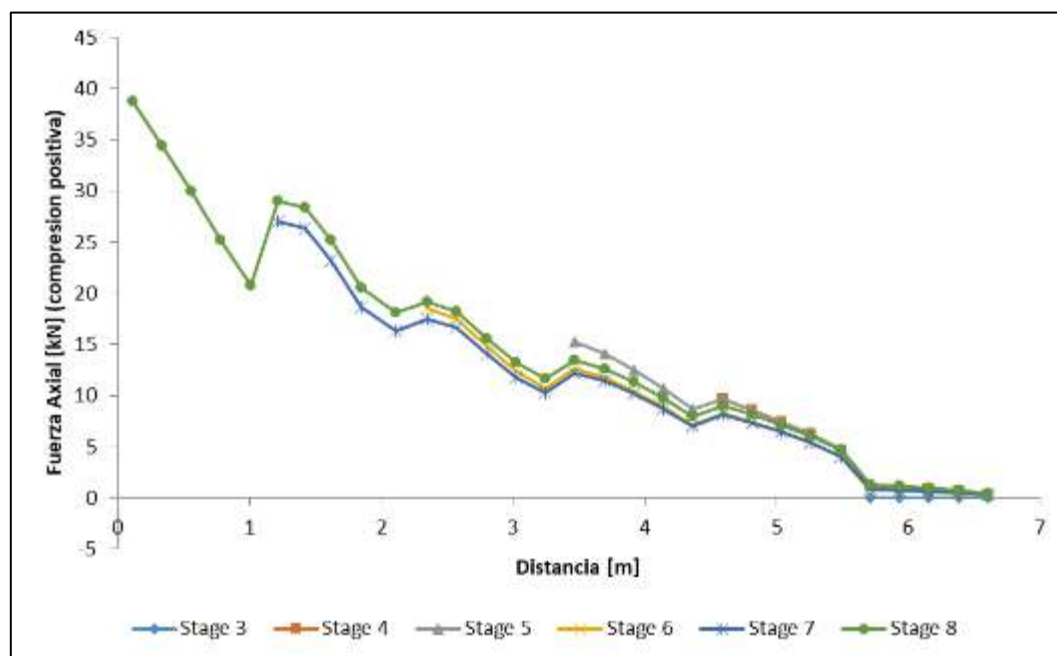


**Figura 234.** Desplazamientos horizontales en la pared del Pozo 2.

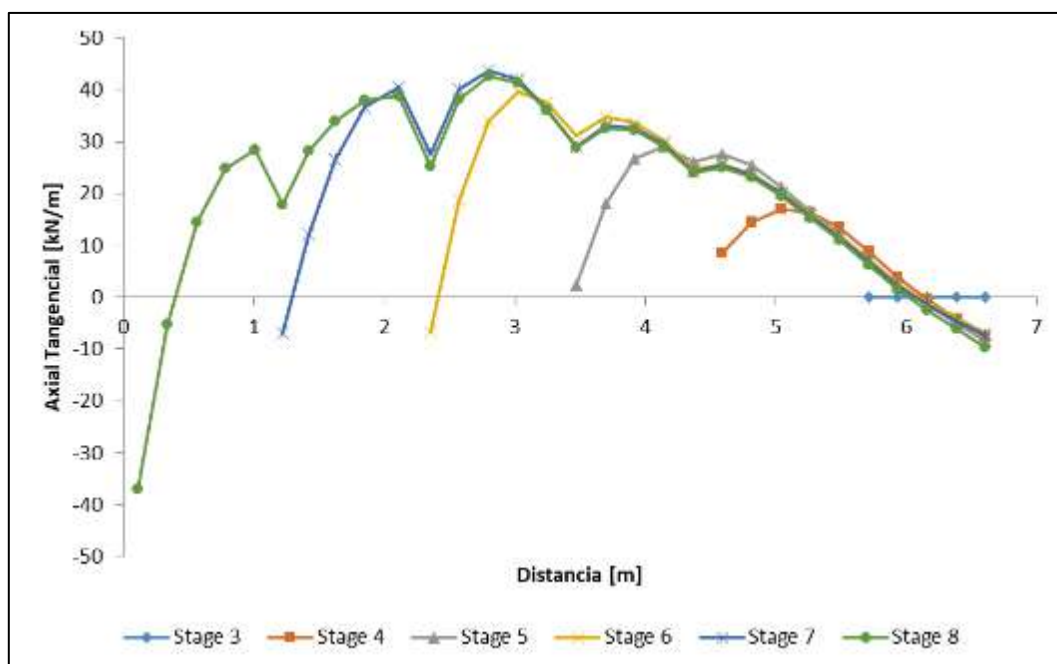


**Figura 235.** Desplazamientos superficiales para el Pozo 2.

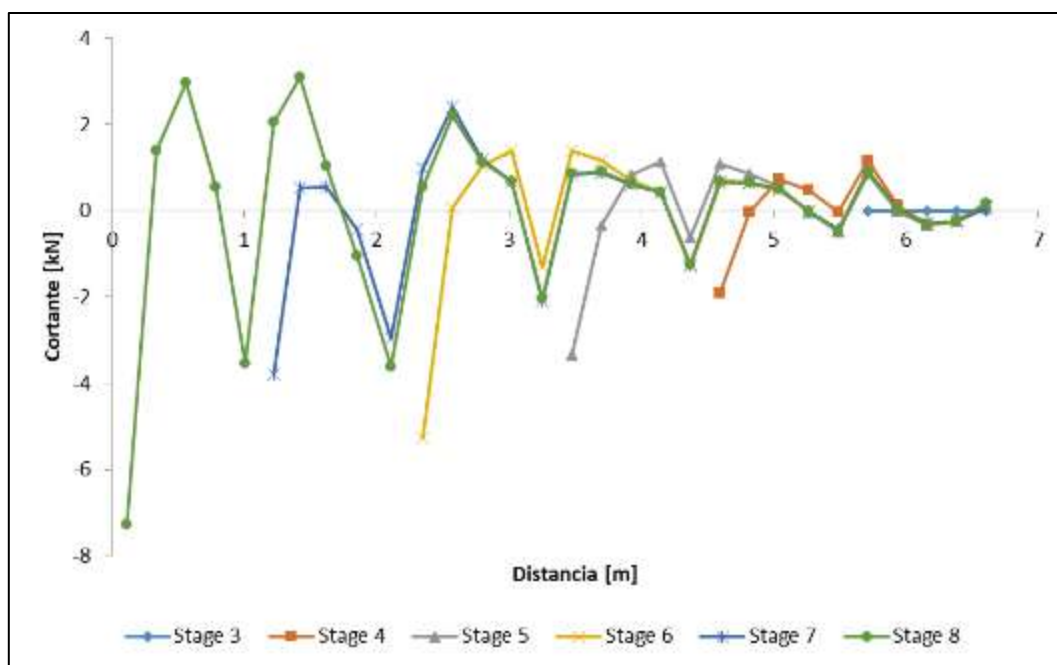
En la **Figura 236**, **Figura 237**, **Figura 238** y **Figura 239** se presentan los resultados del análisis numérico para las demandas en la estructura del pozo:



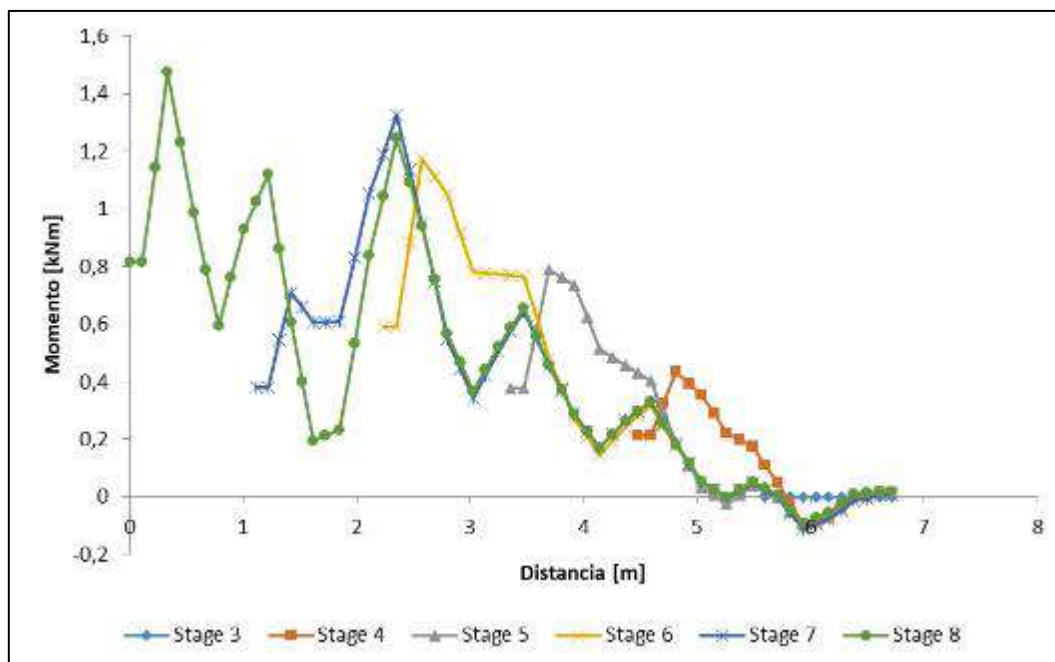
**Figura 236.** Fuerza axial paralela a la pared del Pozo 2.



**Figura 237.** Fuerza axial tangencial a la pared del Pozo 2.



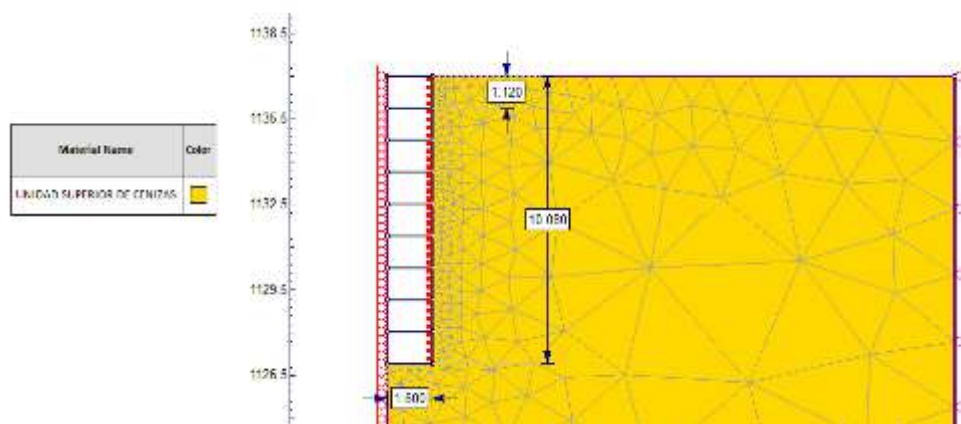
**Figura 238.** Fuerza cortante perpendicular a la pared del Pozo 2.



**Figura 239.** Momento flector perpendicular al eje de la pared del Pozo 2.

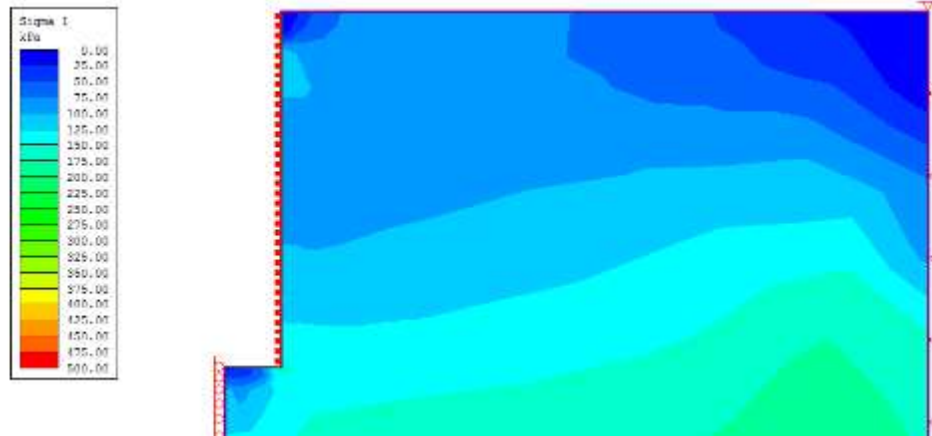
#### IV.4.3.4.2. Pozo 4

Para el análisis de las estructuras tipo pozo, se han empleado modelos del tipo axisimétricos, realizando los modelos con su eje de simetría en el centro geométrico del pozo. El Pozo 4 consiste en una estructura de 3.2 m de diámetro y 10.0 m de profundidad que interseca la Unidad Superior de Cenizas. Modelado mediante anillos de concreto. Espesor = 200 mm,  $E = 30$  GPa. La ubicación de los pozos se puede observar en las **Figura 177** y **Figura 182**. La **Figura 240** muestra el modelo axisimétrico empleado en el análisis numérico del Pozo 2:

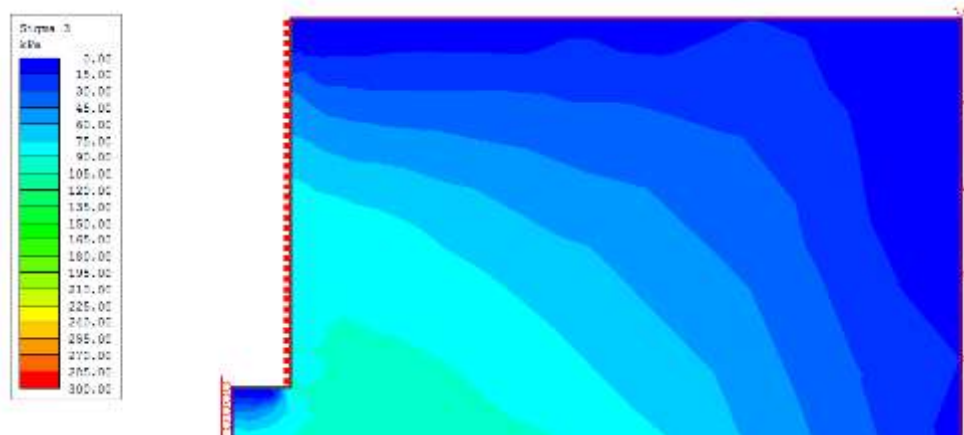


**Figura 240.** Modelo axisimétrico para el Pozo 4.

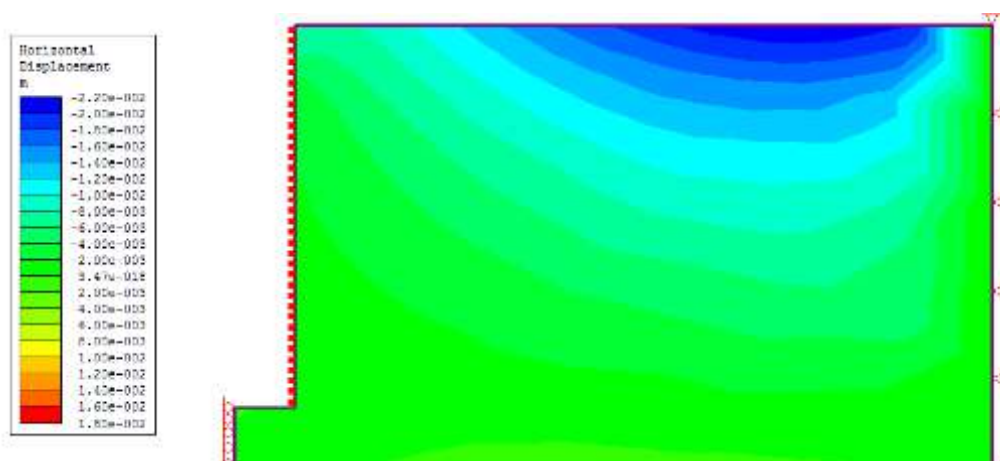
A partir del modelo axisimétricos, se presenta en la **Figura 241**, **Figura 242**, **Figura 243**, **Figura 244**, **Figura 245**, **Figura 246** y **Figura 247**, los resultados del comportamiento de esfuerzos en el medio y desplazamientos totales:



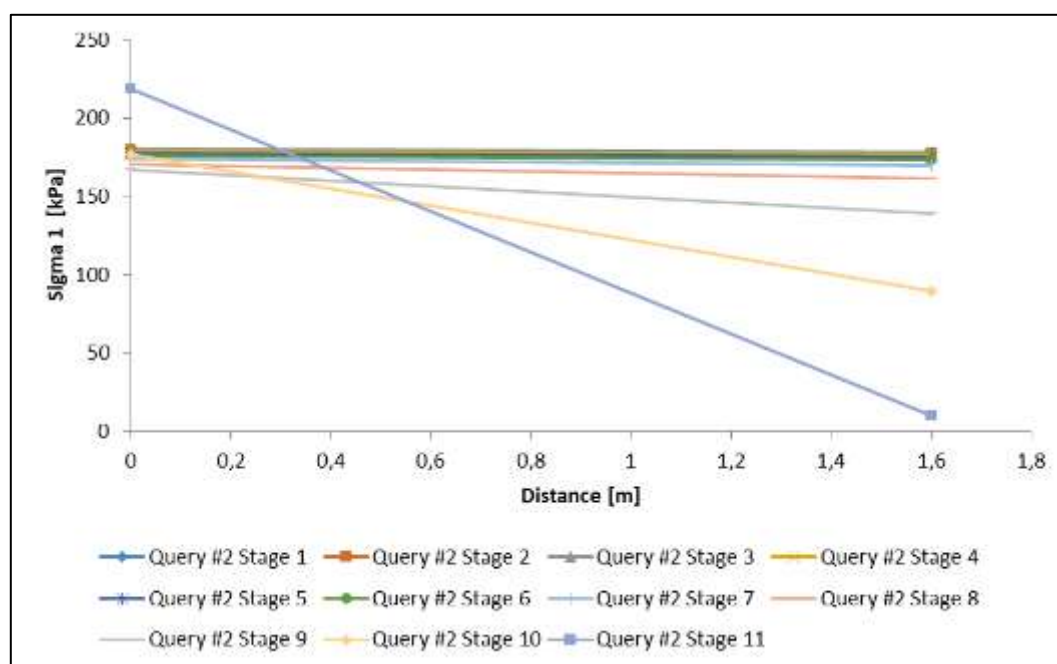
**Figura 241.** Esfuerzo sigma 1 para el Pozo 4.



**Figura 242.** Esfuerzo sigma 3 para el Pozo 4.

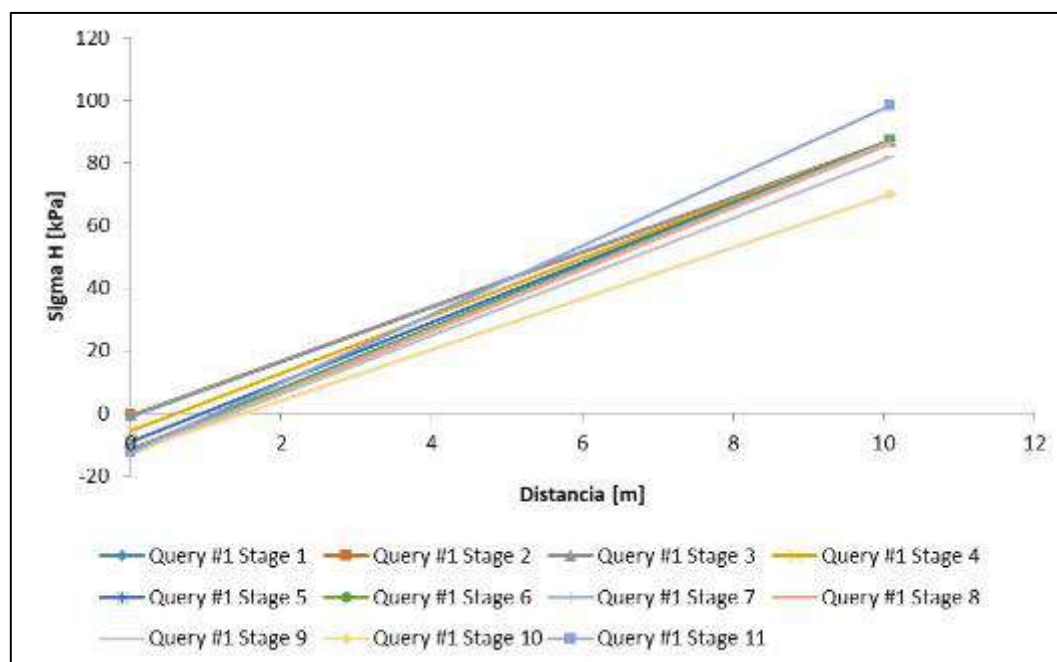


**Figura 243.** Desplazamientos para el Pozo 4.

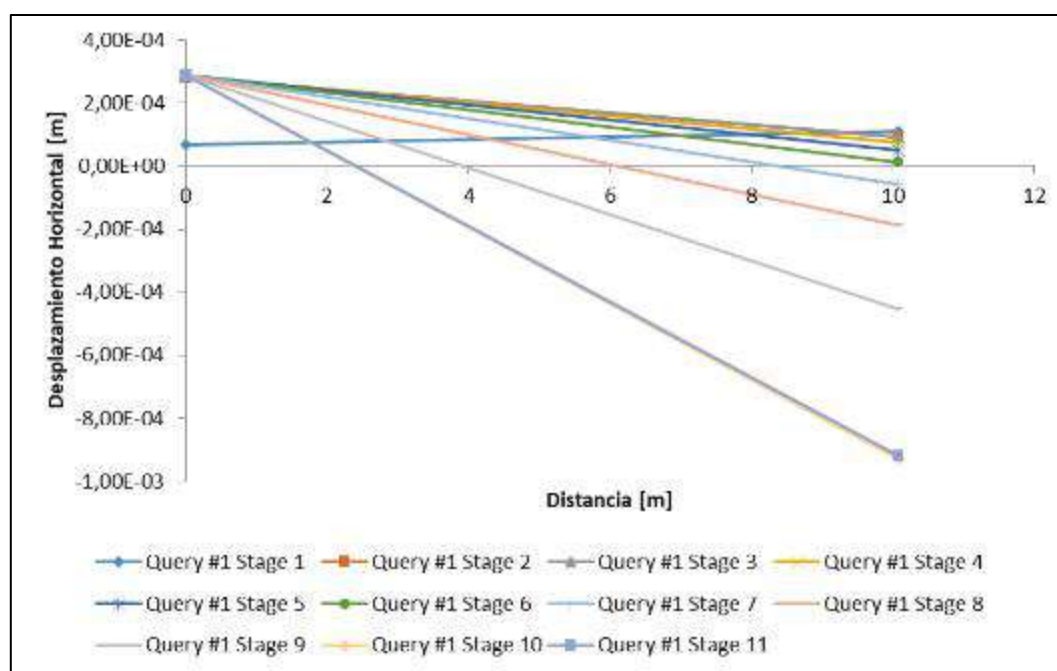


**Figura 244.** Esfuerzos en la cimentación del fondo del Pozo 4.



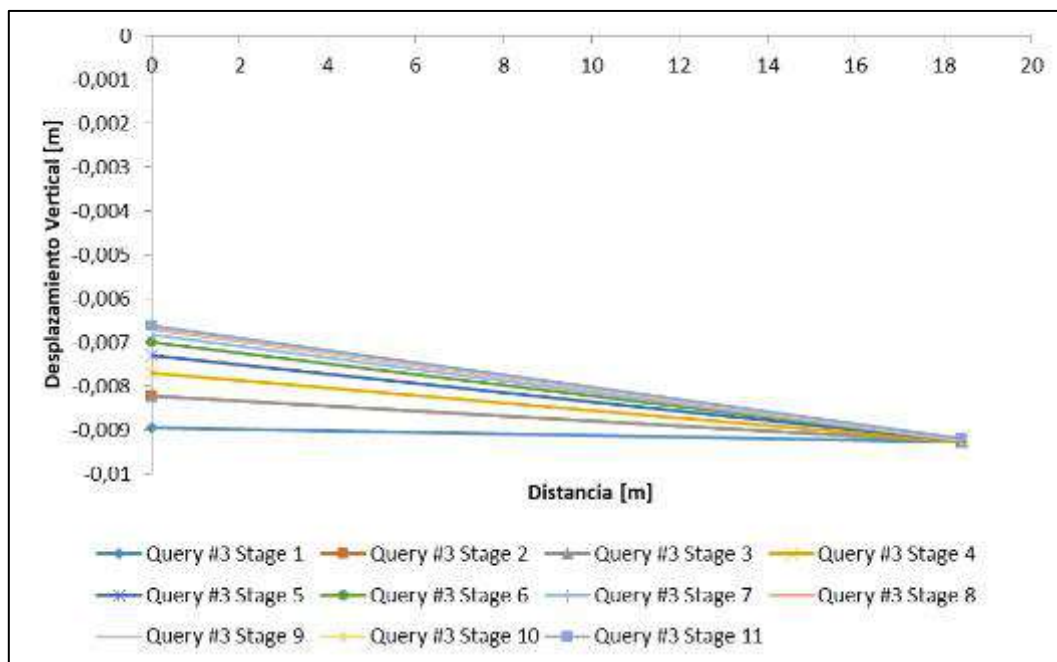


**Figura 245.** Esfuerzos horizontales en la pared del Pozo 4.



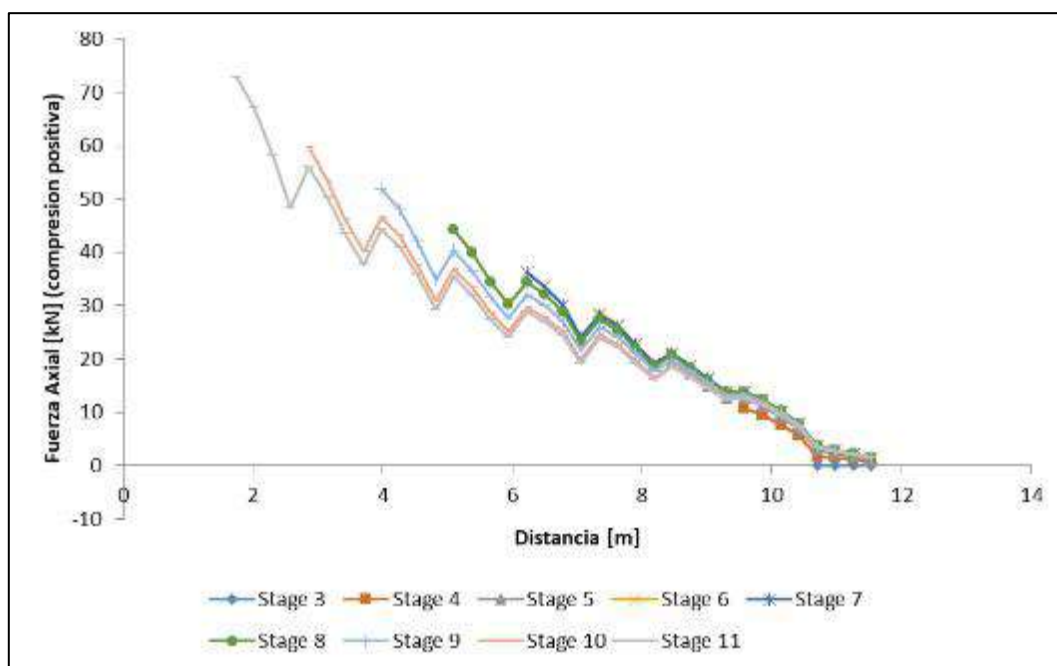
**Figura 246.** Desplazamientos horizontales en la pared del Pozo 4.



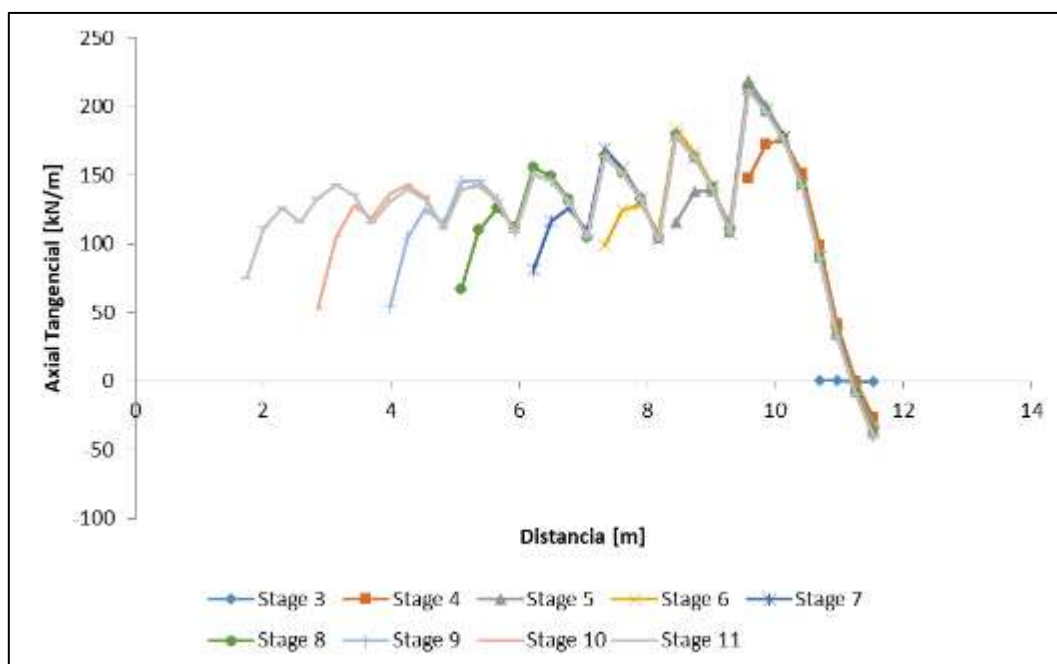


**Figura 247.** Desplazamientos superficiales para el Pozo 4.

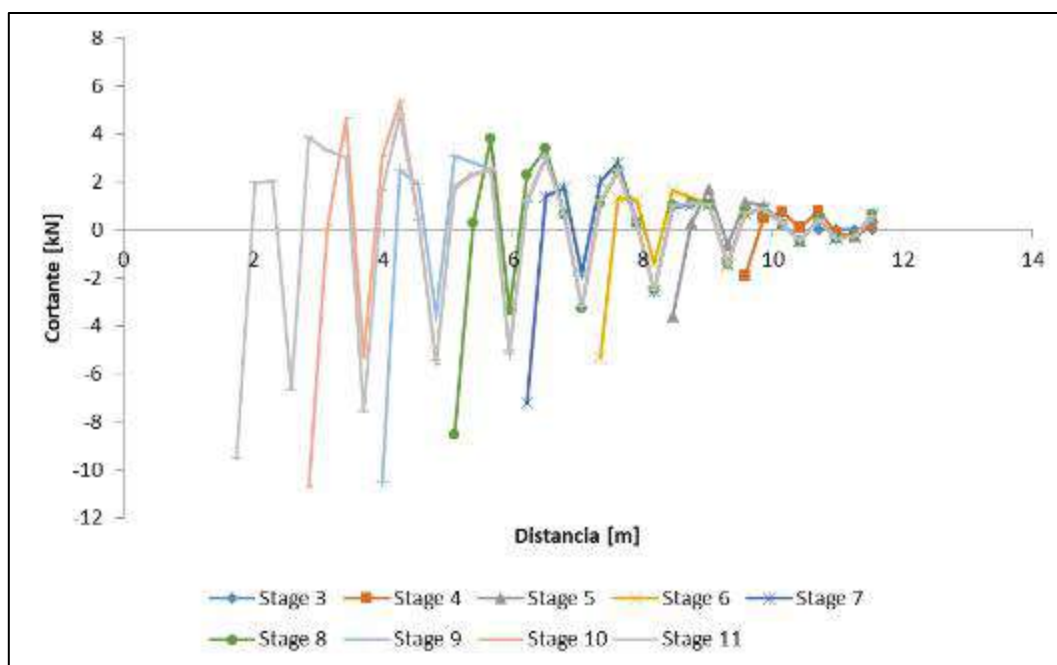
En la **Figura 248**, **Figura 249** y **Figura 250** se presentan los resultados del análisis numérico para las demandas en la estructura del pozo:



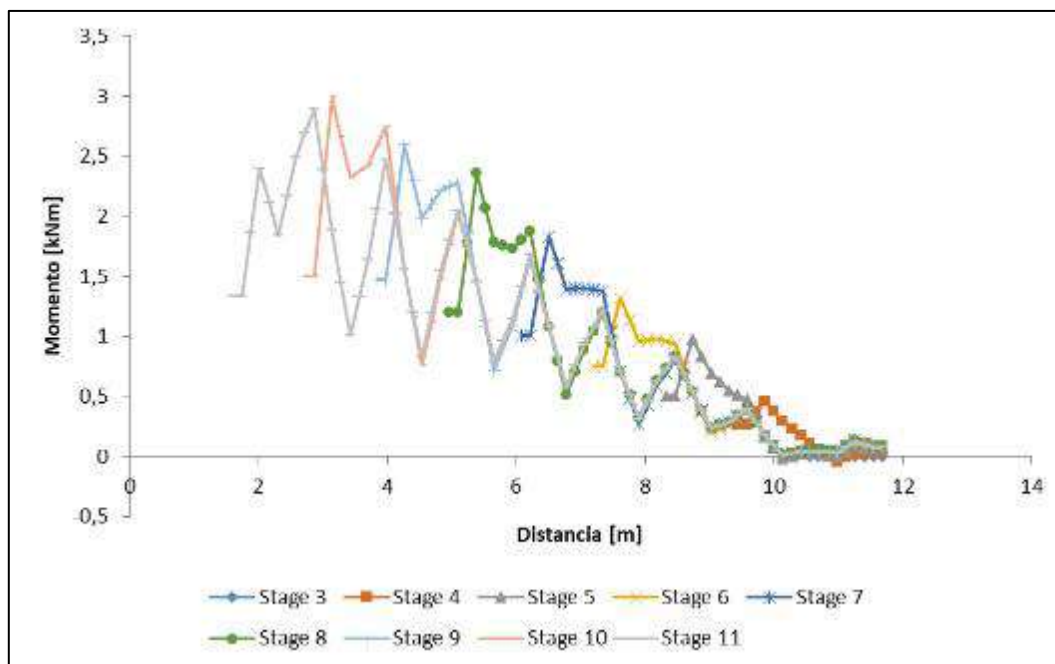
**Figura 248.** Fuerza axial paralela a la pared del Pozo 4.



**Figura 249.** Fuerza axial tangencial a la pared del Pozo 4.



**Figura 250.** Fuerza cortante perpendicular a la pared del Pozo 4.



**Figura 251.** Momento flector perpendicular al eje de la pared del Pozo 4.

Con la revisión analítica del diseño estructural del Pozo 4, se pudo observar un aspecto que marca diferencia en las repuestas asociadas a los empujes. En el modelo analítico, se sume que el fondo del pozo esta simplemente apoyado, con restricción de los grados de libertar en x-y. Dicha restricción la da la losa de fondo que se construye al finalizar la hinca del pozo. No obstante, el modelo numérico asume que el extremo de este pozo se encuentra libre, marcando una gran diferencia en la magnitud de las respuestas estructurales del elemento tipo “liner”. En la **Figura 252**, **Figura 253** y **Figura 254** se muestra el comportamiento de las respuestas en el fondo del pozo al ser restringido el movimiento:

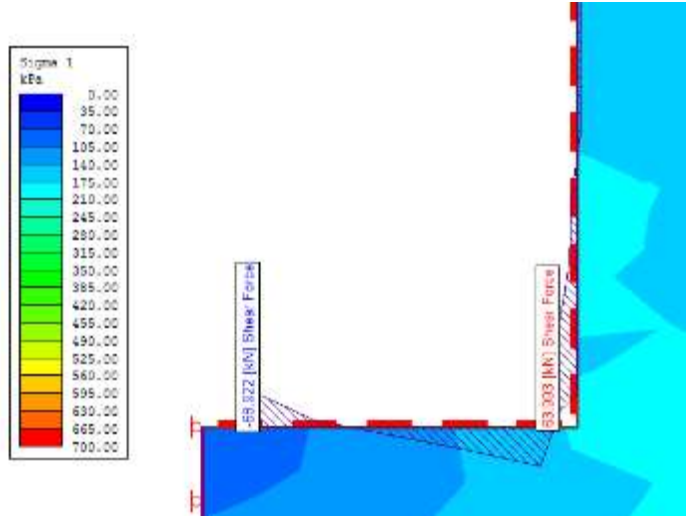


Figura 252. Cortante máximo en el Pozo 4 – Base Restringida.

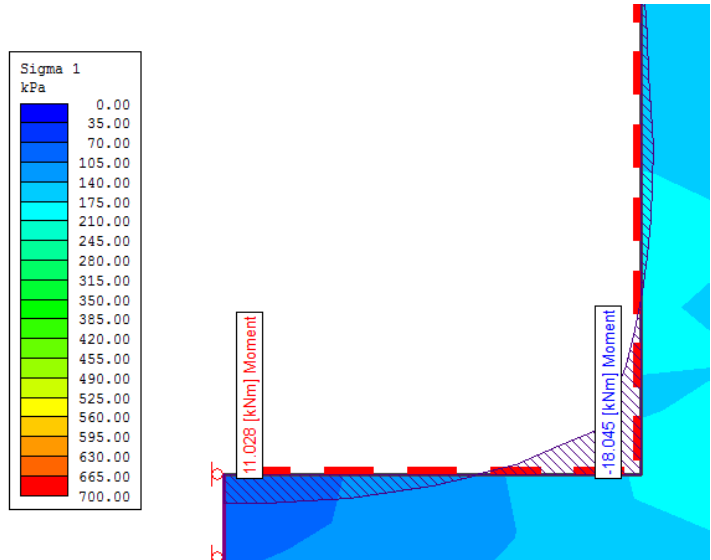
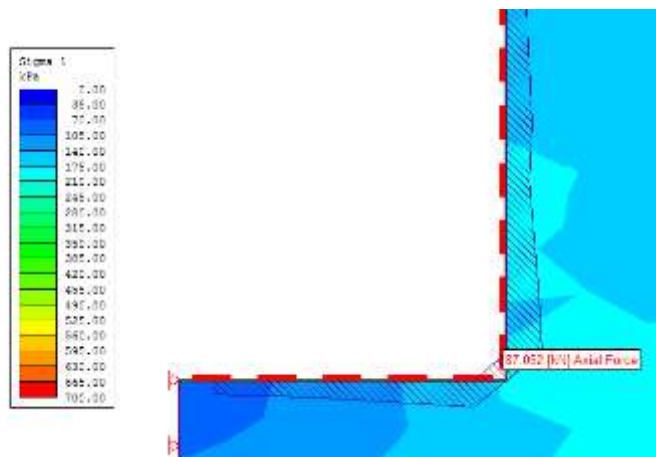


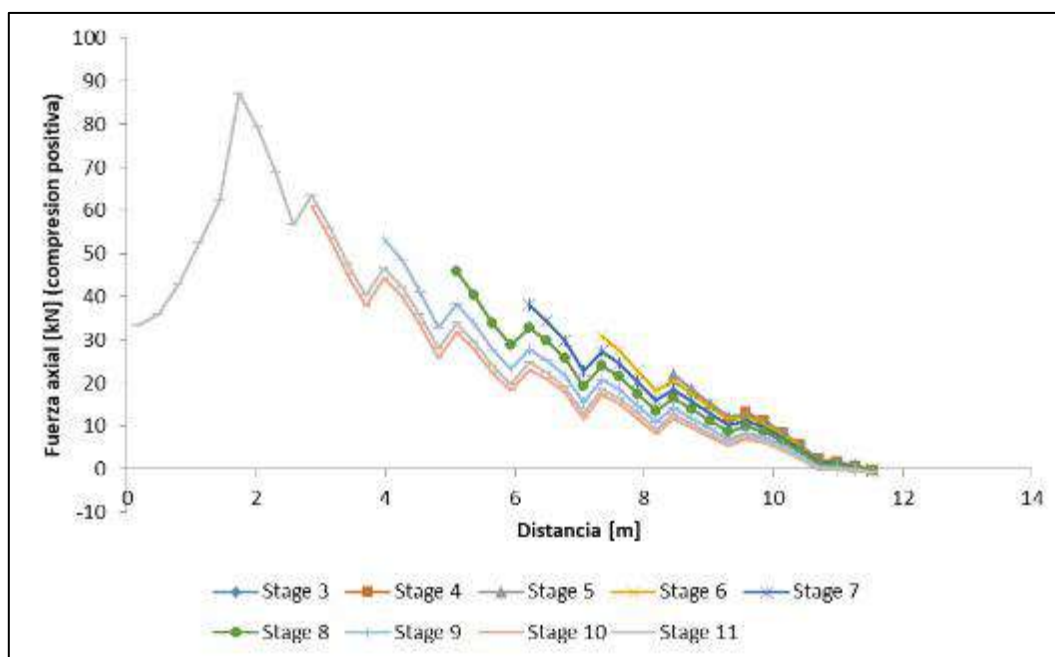
Figura 253. Momento máximo en el Pozo 4 – Base Restringida.



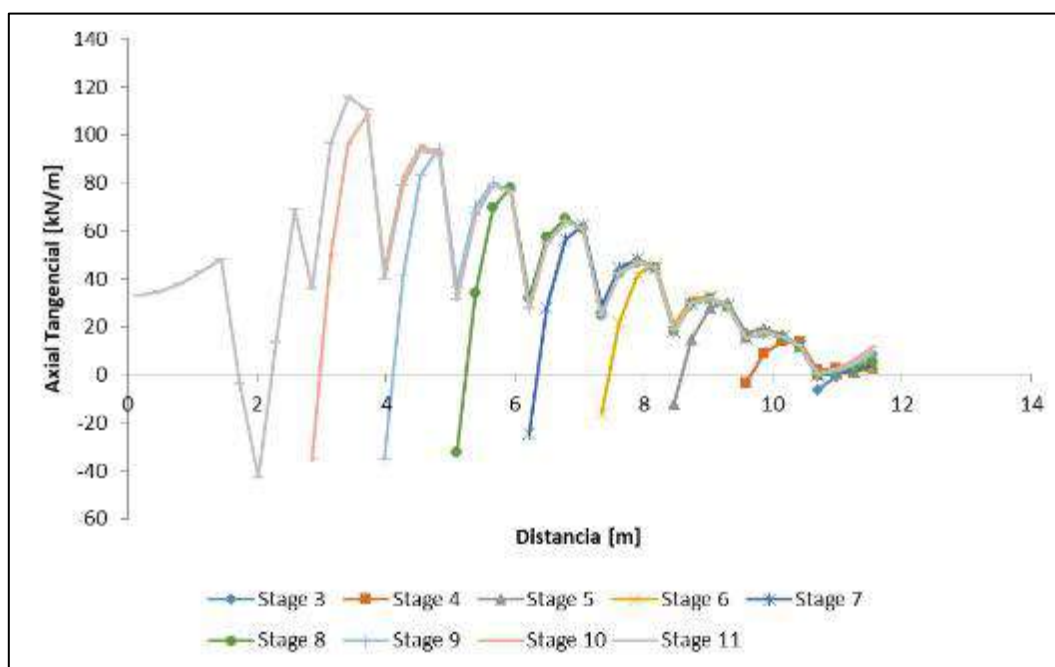
**Figura 254.** Carga axial en el Pozo 4 – Base Restringida.

Como puede observarse, las demandas aumentan en gran medida al restringirse la base del pozo, lo que demuestra que los modelos convencionales no permiten capturar el efecto de la relajación de esfuerzos en fases previas constructivas.

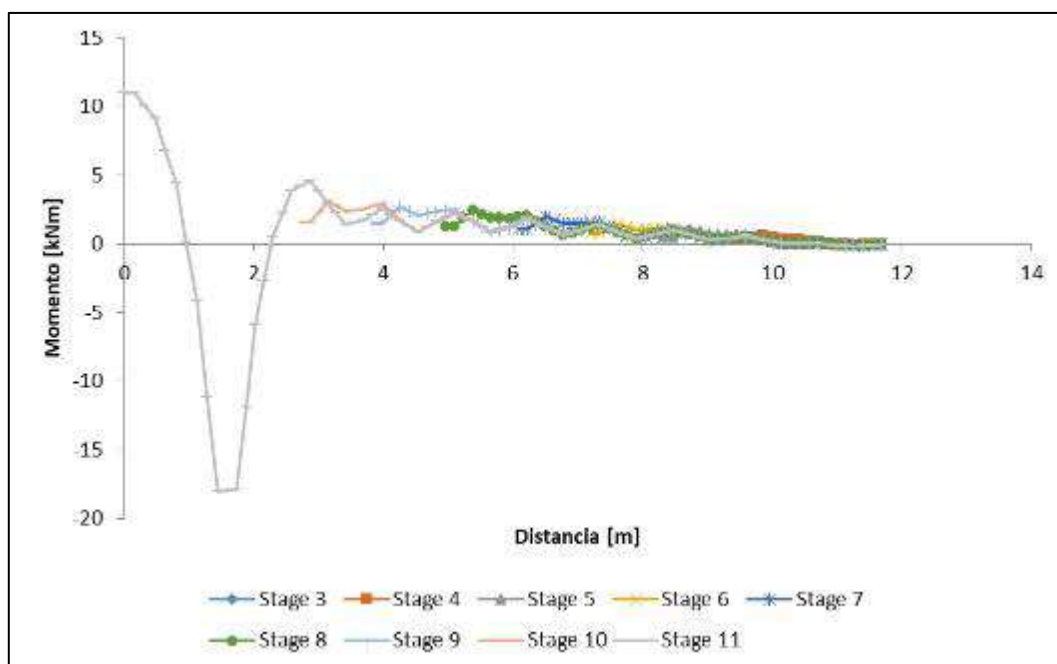
En la **Figura 255**, **Figura 256**, **Figura 257**, **Figura 258** y **Figura 259** se muestran las respuestas obtenidas al restringir la base en el modelo numérico del Pozo 4. Si se comparan estas respuesta con las mostradas en la **Figura 248**, **Figura 249**, **Figura 250** y **Figura 251**, se aprecia un aumento sustantivo de la magnitud de las repuestas. Se puede apreciar que los máximos de respuesta se presentan en la fase donde se restringe la base del pozo (Stage 11), cuando no es restringida las respuestas y solicitaciones son mucho menores.



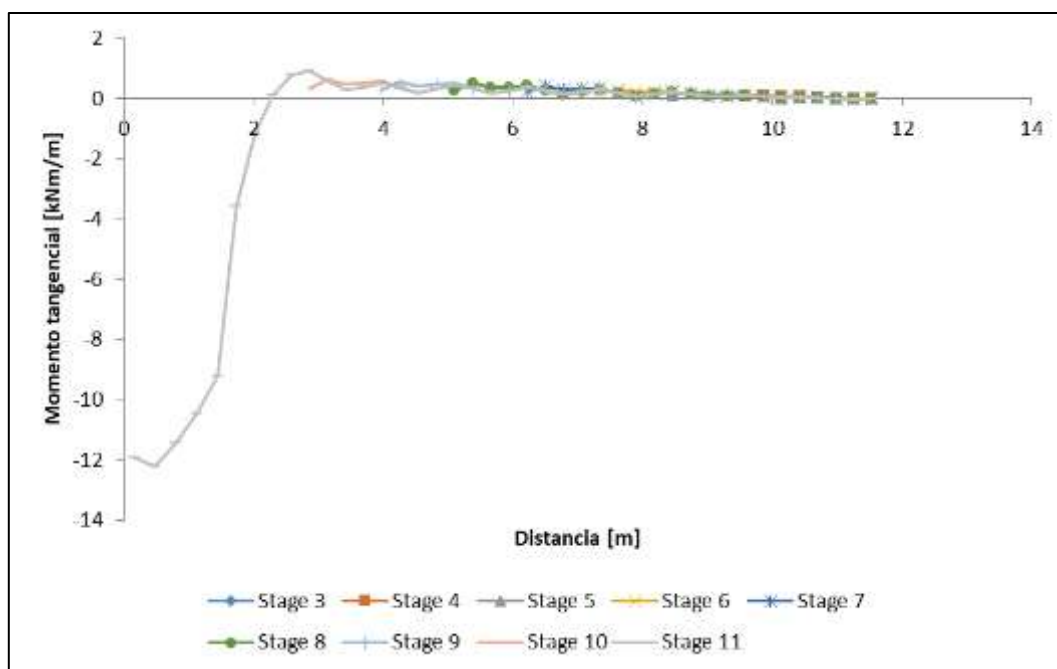
**Figura 255.** Carga axial en el Pozo 4 – Base Restringida.



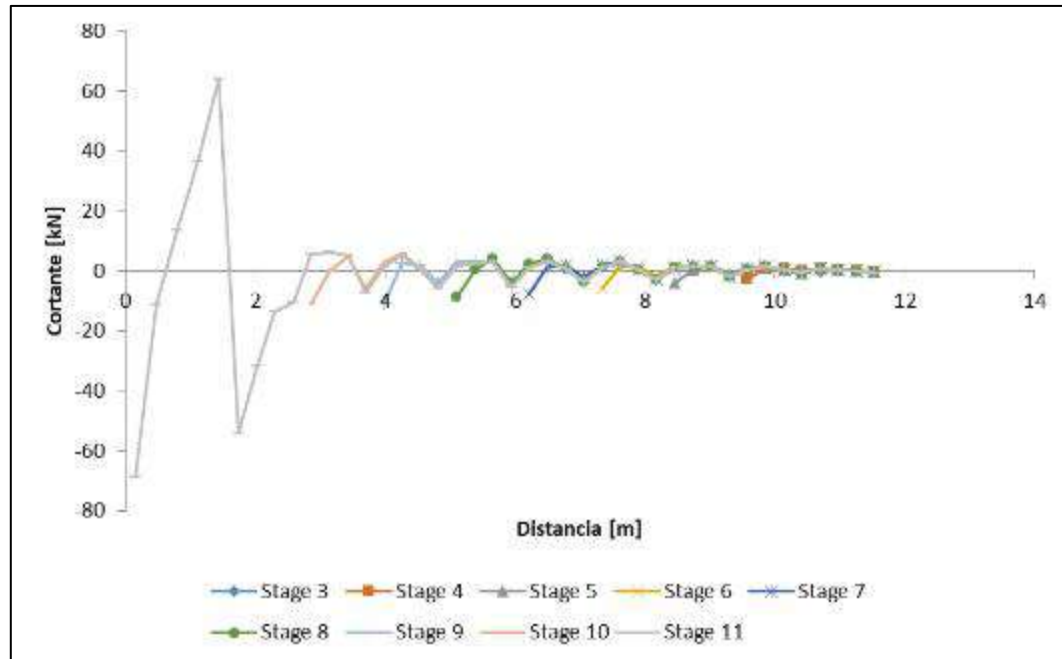
**Figura 256.** Carga axial tangencial en el Pozo 4 – Base Restringida.



**Figura 257.** Momento en el Pozo 4 – Base Restrignida.



**Figura 258.** Momento tangencial en el Pozo 4 – Base Restrignida.



**Figura 259.** Cortante en el Pozo 4 – Base Restringida.

#### IV.4.3.4.3. Comparación de resultados obtenidos en los modelos axisimétricos

Se plantea a manera resumen y comparativa el **Cuadro 56**, con el fin de poder observar el comportamiento de las principales respuestas obtenidas de los modelos numéricos elaborados.



**Cuadro 56.** Comparación de resultados obtenidos en los análisis numéricos con modelos axisimétricos

Pozo	Diámetro (m)	Altura (m)	Sigma 1 Max Base (kPa)	Sigma 3 Max Pared (kPa)	Desplazamiento Horizontal (mm)	Desplazamiento Superficial (mm)
2	3.2	6.7	170	60	-1E-4	1.0
4	3.2	10.0	225	100	-8.5E-4	9.0

Pozo	Carga Axial (kN)	Carga Axial Tangente (kN)	Cortante (kN)	Momento (kN-m)
2	38	40	3.0	1.5
4	75	200	5.5	3.0
4 (base restringida)	90	120	60.	18.0

#### IV.4.3.5. Modelo numérico tridimensional

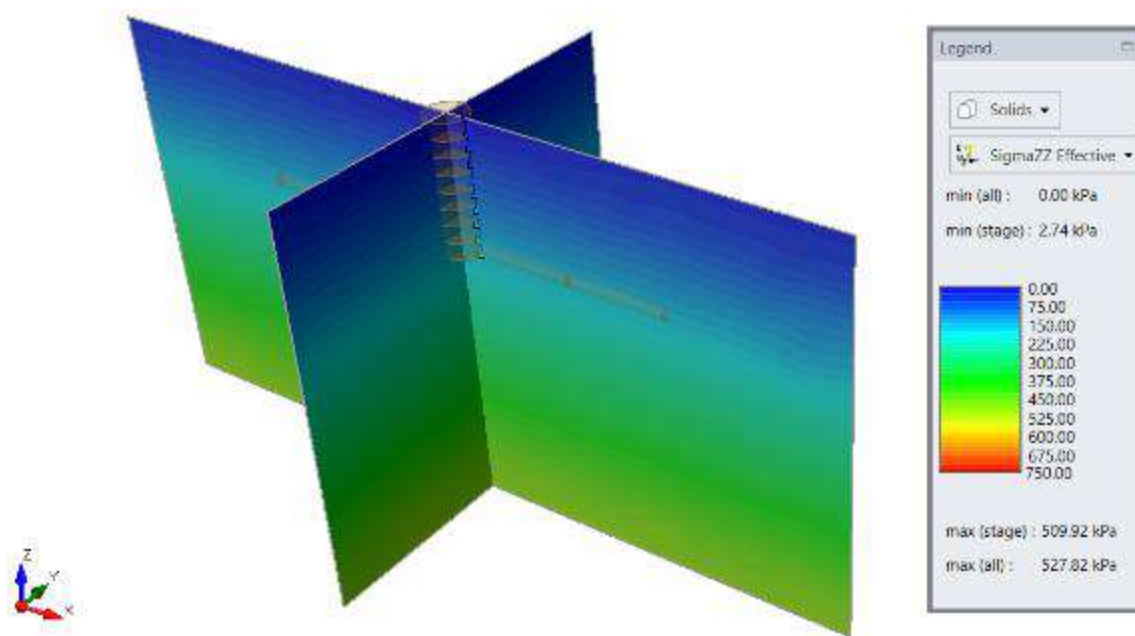
##### IV.4.3.5.1. Generalidades del modelo

En contraposición al modelo con deformación plana y al modelo axisimétrico, se elaboró un modelo numérico tridimensional usando el software RS3 de Rocscience. Se emplearon las mismas propiedades mecánicas tanto para los geo materiales como para la tubería y para pozos.

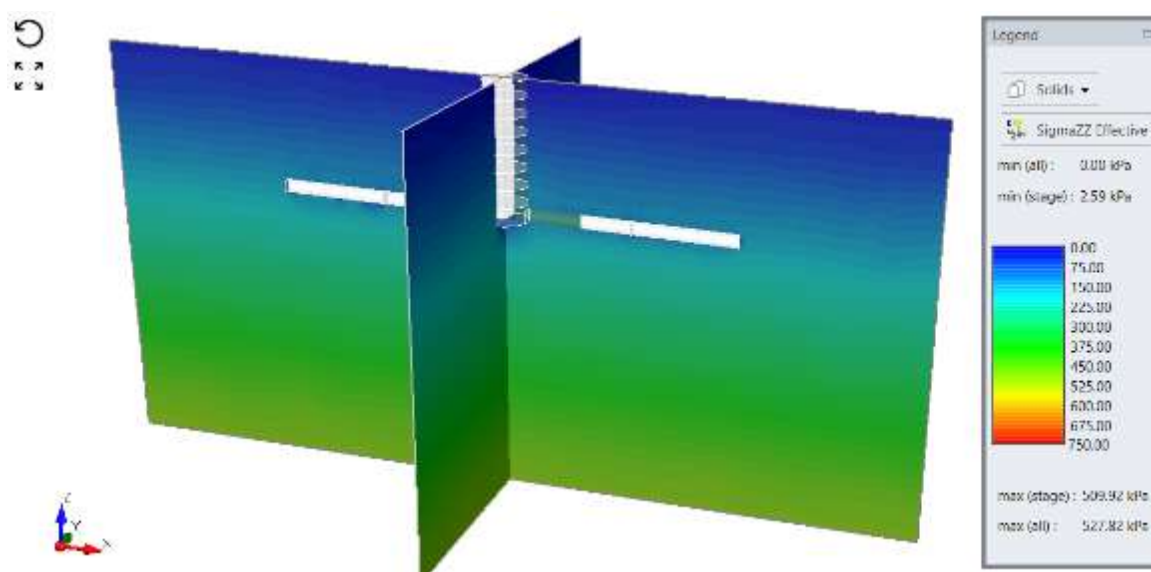
El modelo fue establecido en la posición del Pozo 4 (que fue analizado mediante el modelo axisimétrico), se establecieron las siguientes fases en el modelo:

1. Esfuerzos en sitio
2. Excavación de 8 secciones del Pozo 4 con 3.2 m de diámetro hasta completar los 10 m de profundidad.
3. Excavación del micro túnel por el lado izquierdo desde el Pozo 4 con una longitud aproximada de 15 m.
4. Excavación del micro túnel por el lado derecho hacia el Pozo 4 con una longitud aproximada de 15 m.

Las **Figura 260** y **Figura 261** muestran la geometría y esfuerzos verticales en Z del modelo numérico en tres dimensiones, antes de excavar (pozo y túneles) y posteriormente a la excavación de todas las obras:



**Figura 260.** Modelo numérico tridimensional – No excavado – Esfuerzos efectivos en Z

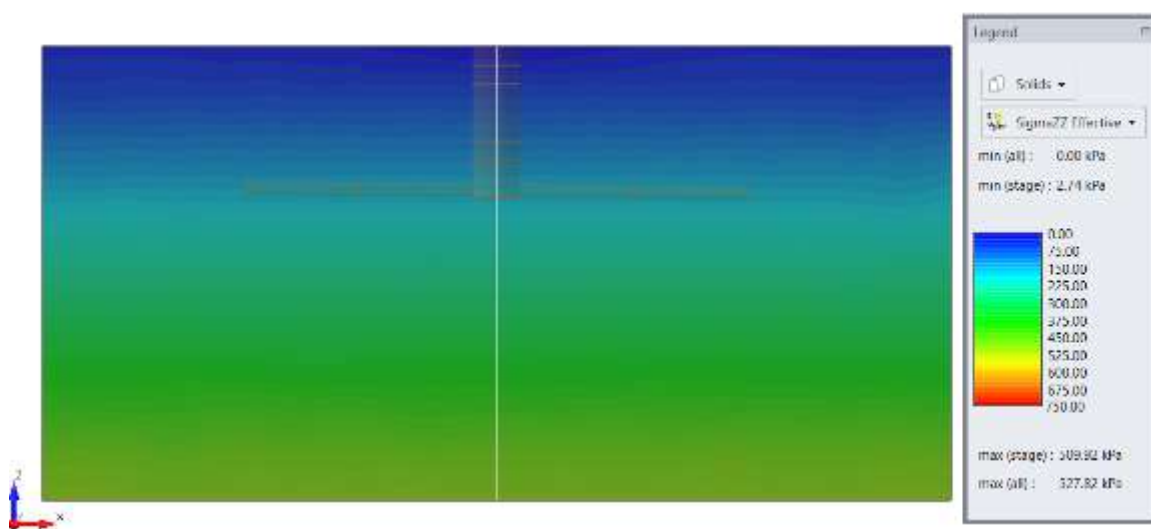


**Figura 261.** Modelo numérico tridimensional – Excavado – Esfuerzos efectivos en Z

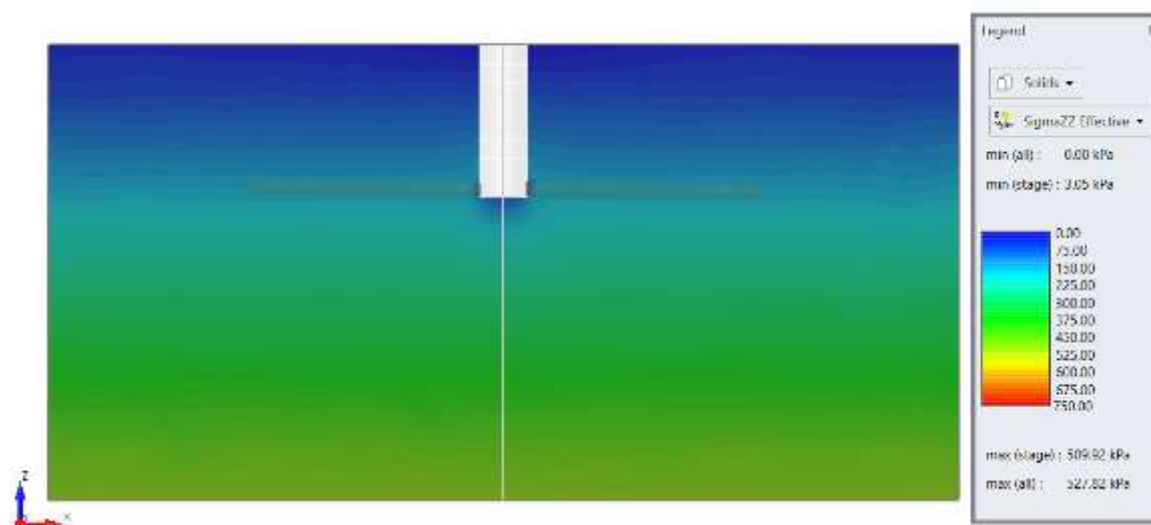
#### IV.4.3.5.2. Resultados del modelo tridimensional

Del modelo tridimensional se puede extraer una gran cantidad de información, en esta sección se presenta las más relevante que permita realizar una comparativa con los resultados obtenidos en las secciones IV.4.3.3 y IV.4.3.4, mayores detalles de los resultados obtenidos se pueden apreciar en la sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

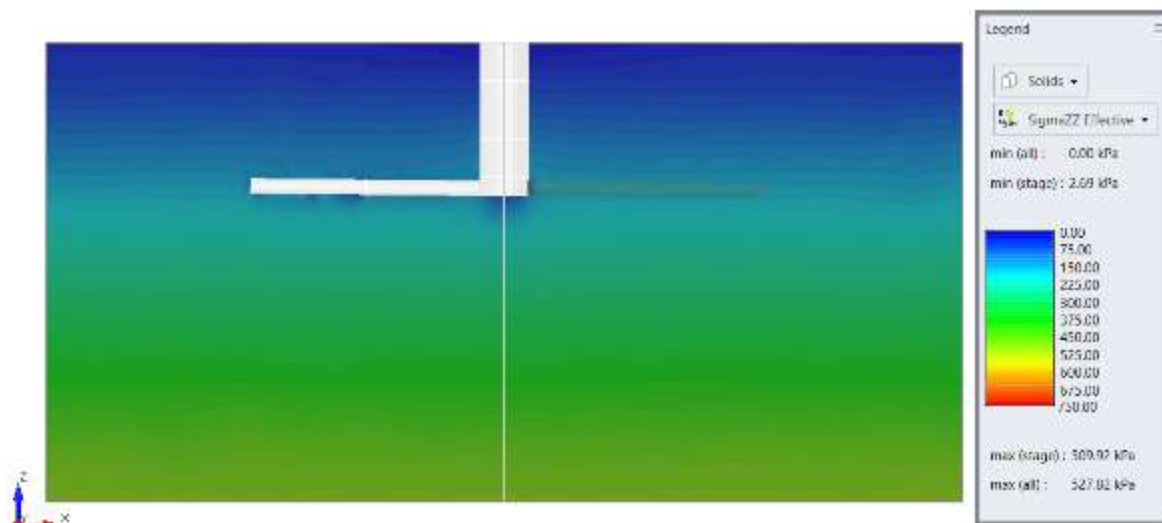
De la **Figura 262** a la **Figura 265** se muestra el proceso de excavación del pozo con la secuencia de hincas por anillos, así mismo en las **Figura 266** y **Figura 267** se muestra el estado de esfuerzos verticales con ambos túneles excavados.



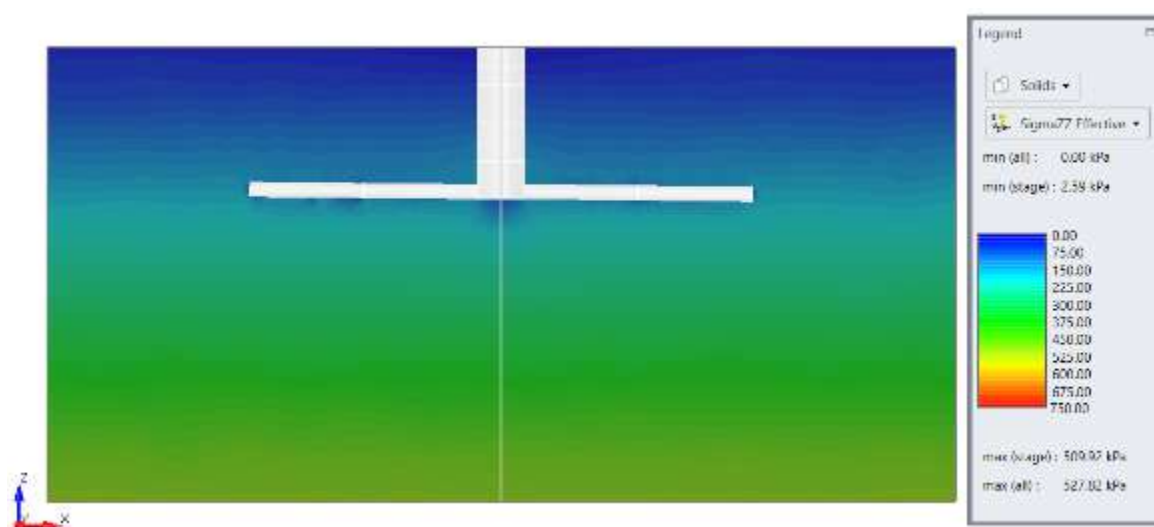
**Figura 262.** Sección longitudinal – No excavado – Esfuerzos efectivos en Z



**Figura 263.** Sección longitudinal – Anillo 8 Excavado y Colocado – Esfuerzos efectivos en Z

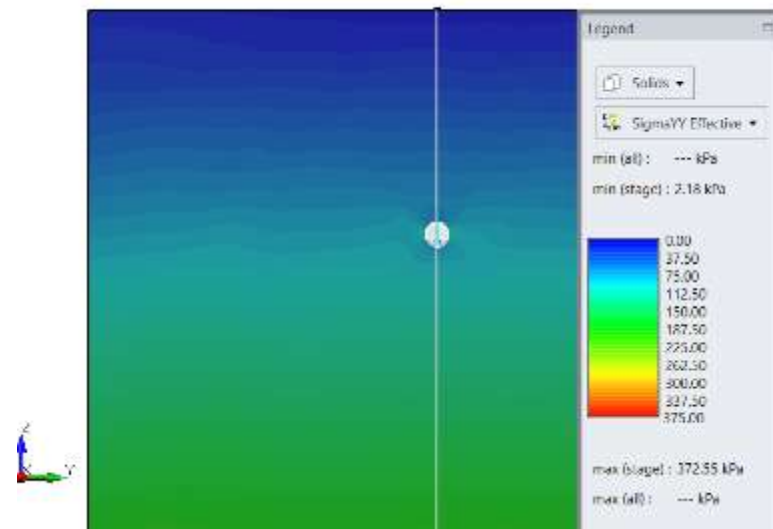


**Figura 264.** Sección longitudinal – Tramo 2 Túnel Izquierdo Excavado y Soportado – Esfuerzos efectivos en Z

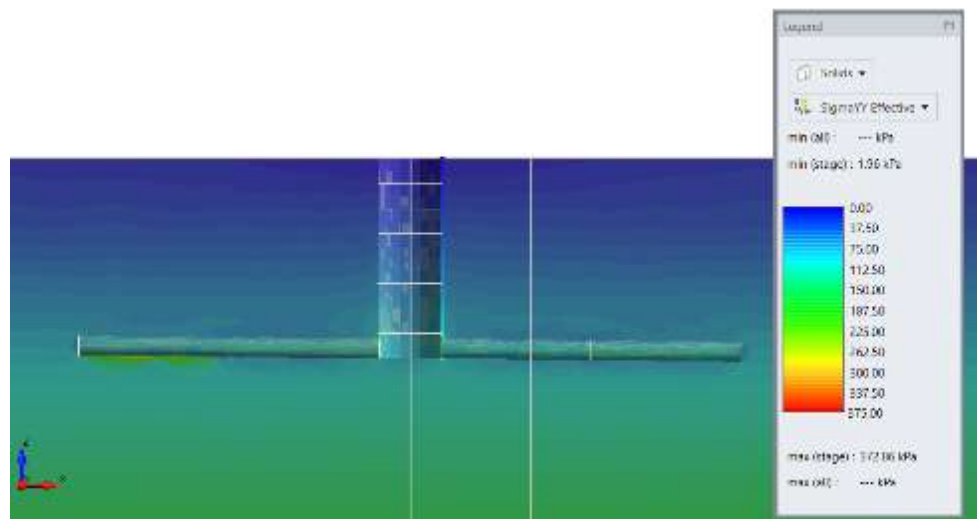


**Figura 265.** Sección longitudinal – Tramo 2 Túnel Derecho Excavado y Soportado – Esfuerzos efectivos en Z

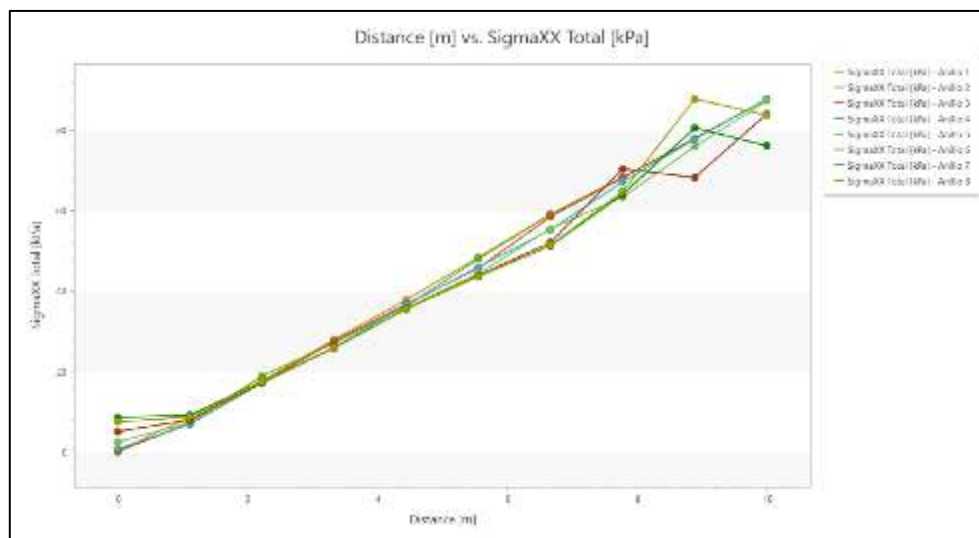
En las **Figura 266** y **Figura 267** se muestran cortes transversales a través del centro del pozo, con la excavación completa del pozo y posteriormente de ambos túneles. En la **Figura 268** se muestra la variación del esfuerzo horizontal en la cara de pozo, estos valores corresponden a los empujes activos, con la diferencia de que son estimados por etapas en cada excavación y colocación de anillos. Se aprecia un esfuerzo máximo de aproximadamente 80 kPa en la base del pozo.



**Figura 266.** Sección transversal por el centro del túnel – Sin Excavación – Esfuerzos efectivos en Y



**Figura 267.** Sección transversal por el centro del pozo – Anillo 8 Excavado y Soportado + Túnel derecho excavado y soportado – Esfuerzos efectivos en Y



**Figura 268.** Variación Sigma XX con la profundidad del pozo

En cuanto los elementos estructurales, se realizó una modelación tridimensional de estos empleando elementos tipo LINER. La **Figura 269** muestra el isométrico tanto de la estructura del pozo (concreto reforzado, pared de 20 cm) como la tubería (fibra de vidrio):

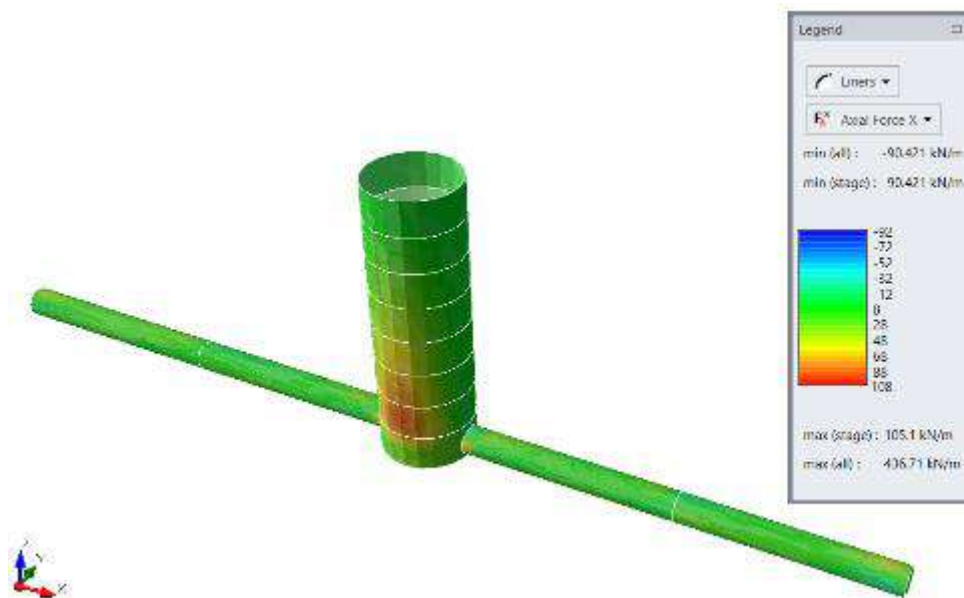


**Figura 269.** Vista isométrica de los LINERS (Pozo de concreto + Tubería de Fibra de Vidrio)

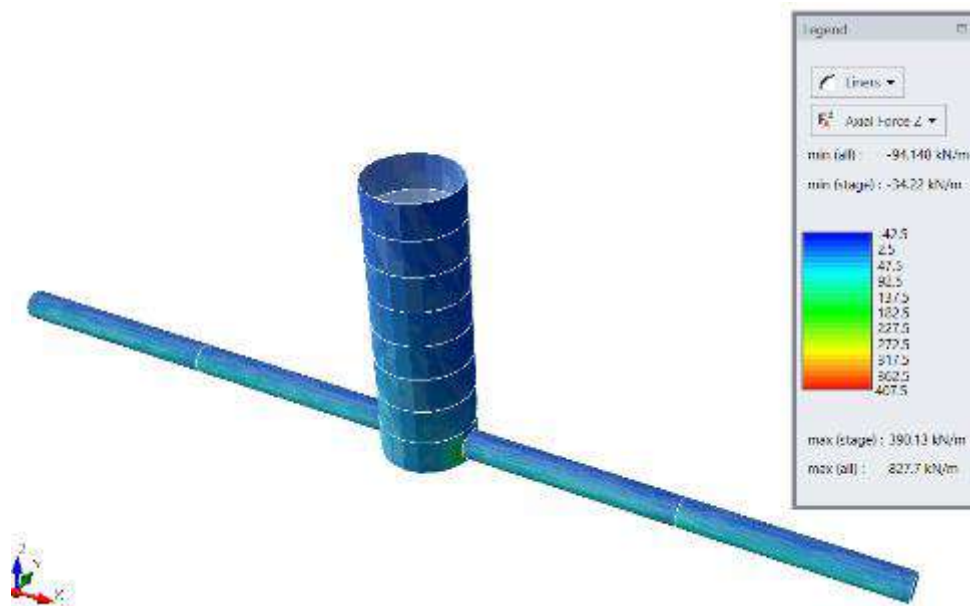
En las **Figura 270**, **Figura 271** y **Figura 272** se presentan los resultados obtenidos para desplazamientos y cargas axiales en los elementos estructurales:



**Figura 270.** Desplazamiento en Z en los LINERS (Pozo de concreto + Tubería de Fibra de Vidrio)



**Figura 271.** Fuerza axial en X en los LINERS (Pozo de concreto + Tubería de Fibra de Vidrio)



**Figura 272.** Fuerza axial en Z en los LINERS (Pozo de concreto + Tubería de Fibra de Vidrio)

IV.4.3.5.3. Análisis y comparación de los resultados extraídos del modelo tridimensional

Del modelo numérico en 3 dimensiones, se pueden apreciar concentraciones de esfuerzo en las zonas de conexión entre el pozo y la tubería. Este comportamiento no es posible apreciarlo en modelos de deformación plana o axisimétricos como los realizados para pozos o la tubería respectivamente. El **Cuadro 57**, **Cuadro 58**, **Cuadro 59**, **Cuadro 60** y **Cuadro 61** se presentan algunos de los resultados obtenidos del modelo numérico:

**Cuadro 57.** Resultados obtenidos de esfuerzos en los sólidos de excavación del modelo tridimensional

Estructura	Diámetro (m)	Altura (m)	Sigma 1 Max	Sigma 3 Max
			Base (kPa)	Pared (kPa)
Tubería	1.0	9.0	140	80
Pozo 4	3.2	10.0	-	90



**Cuadro 58.** Resultados obtenidos de cargas en los sólidos de excavación del modelo tridimensional

Estructura	Diámetro (m)	Altura (m)	Carga Axial X (kN/m)	Carga Axial Z	Desplazamiento Z
				(kN/m)	(mm)
Tubería	1.0	9.0	8.0	47.5	0.0022
Pozo 4	3.2	10.0	100.0	90.0	0.0022

Los resultados mostrados anteriormente, son comparables con los obtenidos independientemente mediante modelos de deformación plana y axisimétricos.

**Cuadro 59.** Comparativa de resultados obtenidos para esfuerzos en la excavación del túnel

Estación	Sigma 1 Max (kPa)		Sigma 3 Max (kPa)	
	Deformación Plana	Tridimensional	Deformación Plana	Tridimensional
0+010	150	140	30	80

**Cuadro 60.** Comparativa de resultados obtenidos para esfuerzos y deformación en el Pozo 4

Pozo	Diámetro (m)	Altura (m)	Sigma 3 Max Pared (kPa)		Desplazamiento Horizontal (mm)	
			Axisimétrico	Tridimensional	Axisimétrico	Tridimensional
4	3.2	10.0	100	90	-8.5E-4	0.0022

**Cuadro 61.** Comparativa de resultados obtenidos para cargas axiales en el Pozo 4

Estructura	Análisis	Diámetro (m)	Altura (m)	Carga Axial X	Carga Axial Z
				(kN/m)	(kN/m)
Pozo 4	Axisimétrico	3.2	10.0	120	90
	Tridimensional			100.0	90.0

#### ***IV.4.4. Análisis de resultados***

El análisis de resultados de este trabajo se enfoca principalmente en la comparativa de metodologías de cálculo convencionales y métodos numerosos más complejos.

Primeramente, se realizó un pre-dimensionamiento usando teorías clásicas de cálculo las cuales se resumen en el Capítulo 3 y posteriormente se realizó la validación mediante un modelo numérico.

##### ***IV.4.4.1. Secciones transversales***

Para el caso de la sección transversal del micro túnel o tubería, los resultados del cálculo analítico se resumen en el **Cuadro 52**, **Cuadro 53** y **Cuadro 54**, para las secciones 0+040, 0+140 y 0+265.

Como se puede leer en dichos cuadros, las teorías de cálculo convencionales permiten obtener esfuerzos en todo el perímetro de la excavación, así como estimar la variación que sufre el soporte o tubería producto de la sollicitación vertical.

Un aspecto que permite estimar el método analítico es la carga necesaria para hincar la tubería en el terreno por una cierta distancia. Como se muestra en los resultados, para tramos de 100 m de longitud, se ha estimado una carga de hincia aproximada de 2000 kN. Este cálculo es un valor conservador puesto no se considera el uso de algún tipo de lodo o polímero de lubricación. No obstante, permite la selección del equipo de perforación aplicable en base la capacidad de hincia de este.

En cuanto a las demandas obtenidas en la tubería o revestimiento, las mismas fueron comparadas contra la rigidez permisible reportada por el fabricante, demostrándose que dicha tubería cumple estructuralmente. Las dos demandas analizadas fueron la carga vertical en la cúspide de la excavación y la carga compresión axial radial en las paredes del túnel, las cuales no significan un factor determinante en el diseño.

Los modelos analíticos empleados demostraron ser concebidos bajo ciertas hipótesis relacionadas a planos de falla, no permitiendo el análisis de secciones diferentes estratigrafías, ni haciendo diferenciación en geometrías dado que se basa únicamente en altura de cobertura.

En una segunda fase de diseño, se realizó la modelación numérica de la sección transversal del micro túnel. Los materiales fueron modelados mediante un comportamiento plástico.

Se aplicó la técnica de remplazo de núcleo, que permite realizar una modelación simulando una condición 3D en un modelo de deformación plana. Se determinaron tantas fases como

fueron requeridas para determinar la reducción de modulo que marco el punto de instalación del soporte. El soporte fue modelado mediante un elemento tipo “liner” con las propiedades mecánicas de la tubería tipo GRP (fibra de vidrio). El **Cuadro 55**, resume las respuestas obtenidas de los modelos de deformación plana ensamblados para las secciones 0+040, 0+140 y 0+265.

A partir de los análisis realizados, se plantea la comparativa de resultados obtenidos en términos de esfuerzos y cargas en el elemento de soporte o tubería, el **Cuadro 62**, se muestra la comparativa de respuestas obtenidas:

**Cuadro 62.** Comparación de resultado obtenidos en el análisis de secciones transversales mediante análisis convencional y numérico

Estación	Sigma YY Cúspide (kPa)		Sigma XX Lateral (kPa)		Carga Axial (kN)	
	Modelo	Calculo	Modelo	Calculo	Modelo	Calculo
	Numérico	Analítico	Numérico	Analítico	Numérico	Analítico
0+010	3.6	42.5	13.4	15.4	1.2	1.31
0+140	2.8	19.1	13.5	8.3	0.005	0.56
0+265	3.7	19.1	4.5	8.3	0.0012	0.59

Se aprecia del cuadro anterior como el análisis convencional determina valores superiores de esfuerzo vertical y horizontal, así como de valores mayores para la carga axial en la tubería. Las demandas obtenidas por modelación numérica incluyen respuestas en términos de momento y cortante. No obstante, estas fuerzas internas no son las demandantes del diseño de la tubería. Típicamente las tuberías son ensayadas para determinar su rigidez ante carga vertical, siendo este valor el comparado con la carga vertical obtenida de un análisis geo mecánico. En el caso del diseño del Colector Rivera 2, la selección diámetro de la tubería está sujeto al caudal hidráulico de diseño, más que por demandas extramurales.

#### IV.4.4.2. Pozos

En cuanto a los pozos de ataque o registro, el diseño de estas estructuras se realiza mediante teorías convencionales de empujes y de mecánica estructural. Un aspecto importante es considerar que el pozo no se modela como empotrado en su base, puesto los anillos se hincan uno tras otro y únicamente se apoya en el primer anillo. El detalle

anterior provoca que la máxima demanda de momentos se presente en un punto intermedio del pozo y no en su base. Constructivo en sentido de que el pozo debe permitir el acomodo de la máquina de micro túneles, así como las secciones de tubería.

El análisis convencional no permite conocer la respuesta del medio ante la excavación por etapas, la relajación de esfuerzos en cada avance en profundidad no se ve reflejado, dado que se analiza la estructura completamente en su altura total.

La geometría (diámetro y altura) de los pozos no es un aspecto necesariamente regido por temas geotécnicos o estructurales, está regida por un tema hidráulico y constructivo.

Por lo que realiza un diseño a partir de una geometría mínima conocida, satisfaciéndose las demandas necesarias para el adecuado funcionamiento estructural y geotécnico del pozo.

Se realizó una modelación numérica, en la cual se modelo la construcción del pozo en fase, considerando el avance en anillos de 1.120 m lo cuales son hincados en el terreno.

El modelo fu concebido como axisimétrico con el eje de simetría en el centro del pozo. El pozo se modelo mediante un elemento “liner” con las propiedades mecánicas típicas para concreto. El terreno se modelo mediante materiales con comportamiento plástico.

El modelo numérico permitió determinar las respuestas estructurales en el pozo como axiales, cortante y momentos. Además, se pudo determinar la deformación de cada pozo.

El resumen de los resultados obtenidos del modelo numérico se puede consultar en el **Cuadro 56**.

Las principales comparaciones que se pueden realizar entre el análisis convencional y la modelación numérica, está en términos de los empujes calculados, **Cuadro 63**:

**Cuadro 63.** Comparación de resultados obtenidos en el análisis de pozos mediante análisis convencional y numérico

Pozo	Diámetro (m)	Altura (m)	Modelo	Análisis
			Numérico	Convencional
			Sigma 3 Max Pared (kPa)	
2	3.2	6.7	60	50
4	3.2	10.0	100	70

A pesar de que los esfuerzos horizontales obtenidos tanto por teoría de empujes como el modelo numérico son similares, las solicitaciones obtenidas en el pozo difieren muchísimo.

Siendo las demandas del cálculo analítico mucho más elevadas que las determinadas por modelo numérico en el elemento tipo “liner”.

Posteriormente a realizar pruebas comparativas, se determinó que las diferencias se presentan dado que el modelo estructural empleado asume un apoyo simple en el fondo del pozo, mientras que el modelo numérico asume que el pie del pozo es libre. El modelo numérico permite modelar que la construcción de la losa de fondo se ejecuta posteriormente a la hinca total de los anillos, no así el análisis convencional. Lo anterior implica una diferencia importante de momentos en el punto bajo.

Las solicitudes del análisis estructural convencional determinan los siguientes valores:

- $M = 24.4 \text{ kN-m/m}$
- $V = 25 \text{ kN}$
- $P = 1000 \text{ kN}$

El modelo numérico con la base restringida determina los siguientes valores:

- $M = 18.0 \text{ kN-m/m}$
- $V = 60 \text{ kN}$
- $P = 90 \text{ kN/m}$ , para un perímetro de  $3.2 \text{ m} = 905 \text{ kN}$

Lo anterior evidencia convergencia de los resultados.

Finalmente, a partir del análisis realizado, se puede concluir que en el caso de sesiones de tubería como la analizada en este trabajo, las demandas estructurales son sumamente bajas siendo el criterio hidráulico el definitorio del diámetro de diseño. Por lo que el empleo de modelos numérico para una sección relativamente pequeña no genera ningún beneficio técnico o económico relevante.

Contrariamente, para el análisis de estructuras tipo pozo, se evidenció una clara ventaja del empleo de modelos numéricos. Dada la facilidad con que se determinan las respuestas, la capacidad de modelar las fases constructivas que pueden determinar reducción de caras y por ende reducción de materiales y costos.

#### *IV.4.4.3. Modelo numérico tridimensional*

El modelo numérico tridimensional permitió observar el comportamiento de la conexión pozo-tubería, apreciándose concentraciones de esfuerzos en la interfaces que se genera al intersecar ambos elementos.

En cuanto a los resultados obtenidos, se observó que los esfuerzos obtenidos en la interfaz del túnel y en las paredes del pozo concuerdan aproximadamente con lo obtenidos mediante modelos independientes de deformación plana y asimétricos.

Se pudo constatar que mediante la aplicación de modelos tridimensionales simplifica la obtención y extracción de resultados respecto a la necesidad de manejar modelos independientes. En el caso de los modelos de deformación plana, para lograr captar el comportamiento tridimensional se deben emplear métodos como el de sustitución de núcleo. Y en el caso de modelos axisimétricos, únicamente permite analizar estructuras simétricas respecto a un eje central.

#### **IV.5. Especificaciones técnicas**

Para la redacción de las especificaciones técnicas, se usaron como base las recomendaciones establecidas por la Federal Highway Administration (FHWA).

Calificaciones mínimas del contratista

- Los Contratistas de túneles y microtúneles deben demostrar experiencia en la instalación de tuberías que usen túneles y microtúneles durante un mínimo de tres años, tiempo durante el cual el Contratista habrá completado al menos 500 metros lineales de instalaciones de microtúneles.
- El personal de supervisión de campo empleado por el Contratista tendrá al menos dos años de experiencia en el desempeño del trabajo y las tareas de túneles o microtúneles.

##### **IV.5.1. Entregables**

- Calificaciones: documentación que demuestre que el Contratista y el personal cumplen con las calificaciones mínimas requeridas establecidas en la 0. Debe incluir una lista de un mínimo de tres proyectos de alcance y valor similares al proyecto especificado en los documentos del contrato. La información debe incluir, pero no limitarse a la fecha y la duración del trabajo, la ubicación, la información de la tubería (es decir, la longitud, el diámetro, la profundidad de la instalación, el material de la tubería, etc.), la información del propietario del proyecto (es decir, el nombre, la dirección, el número de teléfono, la persona de contacto), y los contenidos manejados por la tubería (agua, aguas residuales, etc.).
- Presentar las hojas de referencia del material de la tubería y la certificación del fabricante de la tubería que cumpla o exceda las especificaciones requeridas.

- Presentar una descripción de los materiales, mezcla de lechada, el equipo y los procedimientos operativos para llevar a cabo cada operación de lechada. La descripción puede incluir bocetos según corresponda, que indiquen el tipo y la ubicación del equipo de mezcla, las bombas, los puntos de inyección, el método de ventilación, las líneas de flujo, la medición de la presión, la medición del volumen, la secuencia de lechada, la unidad y los volúmenes de la etapa.
- Metodología de túneles: Una breve descripción de la metodología de túneles propuesta para revisión. La descripción debe ser suficiente para transmitir lo siguiente:
  1. Método propuesto para la construcción del túnel y tipo de soporte frontal.
  2. Fabricante y tipo de equipamiento de excavación propuesto. Describir el tipo de sistemas de iluminación y ventilación.
  3. Número y duración de los turnos planeados para trabajar cada día.
  4. Secuencia de operaciones.
  5. Ubicaciones de ejes de acceso y sitios de trabajo. Describa el método de construcción de los túneles.
  6. Método de transporte de residuos desde la cara, el almacenamiento en la superficie y el lugar de eliminación.
  7. Capacidad del equipo de elevación y tipo de amortiguación.
  8. Identificar cruces de utilidad crítica y precauciones especiales propuestas.
  9. Detalles del sistema de inyección de lodos.
- Pozos: envíe los planos de construcción del eje junto con los cálculos. Como mínimo, la presentación deberá incluir:
  1. Dimensiones del pozo, criterios de diseño y detalles para el sistema de apoyo en el suelo, tales como revestimiento, apuntalamiento, refuerzo y estabilización, protección de la excavación, requisitos especiales para penetraciones del eje, "ojo" del túnel, túneles de arranque y retroceso, y losas de sellado. Las cargas de recargo permitidas y cualquier restricción en la capacidad de recargo, incluidas las cargas vivas, se deben mostrar claramente en los planos de construcción del eje. Deben mostrarse los bloques de empuje u otras reacciones requeridas para el levantamiento de tuberías, si corresponde.
  2. Ubicación de los pozos por estación y límites de los sitios de trabajo.
  3. Descripción de las disposiciones de seguridad del sitio.

4. Cualquier aspecto geotécnico / observación realizada por el Contratista para cualquier propósito relacionado con el Trabajo.

- Dibujos y cálculos: se deben presentar, dibujos y cálculos para cualquier sistema de soporte de túneles diseñado por el Contratista. Los planos deben ser adecuados para la construcción e incluir detalles de instalación. Para el levantamiento de tuberías y el microtúneles, se muestran detalles de juntas de tuberías y tuberías. Los documentos deben estar firmados y sellados por un ingeniero profesional registrado. Los cálculos deben incluir una declaración clara de los criterios utilizados para el diseño.
- Control de calidad: presentar para revisión una breve descripción de los métodos de control de calidad que incluyen:
  1. Método y frecuencia de control topográficos.
  2. Ejemplo de registro diario del microtúnel.
- Investigación geotécnica: cuando el Contratista realice investigaciones geotécnicas, debe presentar los resultados impresos y en formato electrónico al ingeniero para fines de registro.
- Planes de monitoreo: El Contratista proporcionará planes de monitoreo.
- Plan de monitoreo de instrumentación: envió para revisión, antes de la construcción, un plan de monitoreo que incluya un programa de diseño de instrumentación, diseño de puntos de instrumentación, detalles de instalación del equipo, documentación del catálogo del fabricante y formularios de informe de monitoreo.
- Plan de Monitoreo de Asentamientos de Superficies. Presentar un plan de monitoreo de asentamiento para su revisión antes de la construcción. El plan debe identificar la ubicación de los puntos de monitoreo de liquidación, los puntos de referencia de referencia, la frecuencia y los procedimientos de la encuesta y los formatos de informe.
- Evaluación de estructuras: Se deben proporcionar informes de evaluación previa y posterior a la construcción para las estructuras críticas, es decir, aquellas ubicadas dentro de la zona de excavación activa desde la línea central del túnel propuesta. En los informes de evaluación se incluirán fotografías o un video de cualquier daño existente / previo a la construcción de estructuras cercanas a la alineación de la alcantarilla.
- Las lecturas de todo el monitoreo deben ser enviadas al Ingeniero.



- Informes diarios: el Contratista debe mantener el registro diario de labores, datos de excavación con conexión de tubería, y debe ponerse a disposición del ingeniero cuando lo solicite.
- Plan de control de tráfico: Si se requiere control del tráfico como parte del Contratista, se enviará un plan de control de tráfico. El plan debe incluir un resumen del procedimiento de adquisición de permisos para el cierre de carril, métodos para control de flujos y desvíos necesarios, que cumplan con los requisitos locales.

#### ***IV.5.2. Criterios de diseño***

##### **Tubería**

- El Contratista es responsable de la selección de la tubería adecuada y las juntas de tubería para soportar el empuje de cualquier fuerza de levantamiento u otras cargas de construcción en combinación con cargas de sobrecarga, tierra e hidrostáticas. Los criterios para la carga longitudinal en la tubería y las juntas deben ser determinadas por el Contratista, según el método de construcción seleccionado.
- El tubo debe estar diseñado para soportar el empuje del avance de MTBM, TBM, PTMT o blindaje y tubo sin daños ni distorsión. Los gatos de hincas deben configurarse de modo que el empuje se distribuya uniformemente y no dañe ni distorsione la tubería.
- Tener en cuenta las cargas de manipulación y almacenamiento.
- Los criterios que se utilizarán para la carga de camiones serán las distribuciones de carga de vehículos HS-20 de acuerdo con AASHTO.
- Proporcionar los tubos de diámetro que se muestran en los Documentos del Contrato. La sustitución de tuberías con diámetros mayores para adaptarse a la disponibilidad de equipos de MTBM, TBM o PTMT solo se permitirá si el Contratista puede demostrar a satisfacción que se pueden lograr flujos y velocidades de diseño.

##### **Pozos**

- El diseño de pozos debe incluir la asignación para el equipo del Contratista, el material almacenado y la acumulación de desperdicios, según corresponda. El diseño también debe permitir la carga vial para HS-20 si está ubicado cerca de un área pavimentada.
- El pozo debe estar diseñado para soportar la cabeza hidrostática completa sin fallas.

#### **IV.5.3. Productos**

##### **Tubería**

- El Contratista será responsable de seleccionar las tuberías apropiadas y las uniones de las tuberías para transportar de manera segura las cargas impuestas durante la construcción, incluidas las fuerzas de elevación. El Contratista seleccionará los materiales de tubería aprobados de conformidad con las siguientes tipologías:
  - Arcilla Vitrificada
  - Polímero reforzado con fibra de vidrio (FRP)
  - Tubo de concreto
- Usar tubos que sean redondos con una superficie lisa y uniforme, y que tenga juntas que permitan una fácil conexión entre los tubos. Los extremos de las tuberías deben diseñarse de modo que las cargas de elevación se distribuyan de manera uniforme alrededor de toda la unión de la tubería y que no se produzcan cargas puntuales cuando se instala la tubería.

##### **Lodos**

- La lechada será una mezcla de agua y arcilla bentonita. El fluido será inerte. El fluido debe permanecer en el túnel para garantizar la estabilidad del túnel, reducir el arrastre en el tubo con clavija, y proporcionar relleno dentro del anillo de la tubería y el túnel.
- La eliminación del exceso de lodo y los despojos será responsabilidad del Contratista, que deberá cumplir con todas las regulaciones pertinentes, el derecho de paso, el espacio de trabajo y los acuerdos de permisos. El exceso de lodo y los despojos se eliminarán en un lugar aprobado. El Contratista es responsable de transportar todo el exceso de lodo y despojos al sitio de disposición y pagar los costos de eliminación. El exceso de lodos y despojos se transportarán de manera que se evite el derrame accidental en las carreteras. El exceso de lodos y desperdicios no se descargarán en sistemas sanitarios, de drenaje pluvial, zanjas o vías fluviales.
- Durante las operaciones de perforación, estará presente un equipo móvil para la eliminación de los desperdicios, capaz de eliminar rápidamente los despojos de la superficie de la máquina de micro túneles.

##### **Lechadas**

- Preparar mezclas que satisfagan la aplicación requerida. Los materiales utilizados en la mezcla de lechada deberán cumplir con los siguientes estándares:
  - a. Cemento:
    - Cemento Portland: ASTM C 150, Tipo II, a menos que el Ingeniero autorice el uso del Tipo III; o ASTM C 595, Tipo IP. Para concreto en contacto con aguas residuales, use cemento Tipo II.
    - Cuando los agregados son potencialmente reactivos con álcalis en el cemento, use cemento que no exceda el 0.6 por ciento de contenido de álcali en forma de  $\text{Na}_2\text{O} + 0.658\text{K}_2\text{O}$ .
  - b. Agua: Limpia, libre de cantidades dañinas de aceites, ácidos, álcalis u otras sustancias perjudiciales, y cumple con los requisitos de ASTM C 94.
  - c. Agregado fino: ASTM C 33. Determine la reactividad potencial del agregado fino de acuerdo con el Apéndice de ASTM C 33.
  - d. Fluidificador: usar un fluidificador que cumpla con la norma ASTM C 937 que contiene los constituyentes sólidos de la lechada en suspensión coloidal y es compatible con el cemento y el agua utilizados en las operaciones de lechada.
  - e. Usar aditivos que cumplan con ASTM C 494 y ASTM C 1017 según sea necesario, para mejorar la capacidad de bombeo, para controlar el tiempo de fraguado, para mantener la arena en suspensión y para reducir la segregación y el sangrado.
  - f. Asegúrese de que los aditivos utilizados en una mezcla sean compatibles. Proporcionar confirmación por escrito de los fabricantes de aditivos de su compatibilidad.
    - Reductores de agua: ASTM C 494, Tipo A.
    - Retardadores reductores de agua: ASTM 494, Tipo D.
    - Reductores de agua de alto rango (súper plastificantes): ASTM C 494, tipos F y G.

#### ***IV.5.4. Ejecución general***

##### Ubicación de pozos

- El número de pozos de túneles se mantendrá al mínimo y se ubicará normalmente en las ubicaciones de pozo de acceso propuestas.

- Cuando los sitios de pozo se indican en los Documentos del Contrato, el Contratista puede alterar las ubicaciones de los sitios del eje según sea necesario para las operaciones de construcción. La reubicación estará sujeta a la aprobación.
- Ubicar los pozos y las áreas de trabajo asociadas para evitar el bloqueo de caminos y cruces de calles, y para minimizar la interrupción de los intereses comerciales y de negocios. Evitar las ubicaciones de los ejes cerca de áreas identificadas como residenciales o potencialmente contaminadas.
- Ubicar los ejes y las áreas de trabajo asociadas para evitar cualquier traslado importante de servicios públicos. Cualquier traslado de servicios públicos requerido para la construcción del eje debe ser coordinado por el Contratista con el propietario de la empresa de servicios públicos.
- El Contratista verificará todos los servicios públicos, tuberías y estructuras existentes en el área del proyecto, y tomará todas las precauciones y medidas para protegerlos durante la instalación, la posterior excavación y el relleno de los pozos después de completar las instalaciones de alcantarillado sanitario.

#### ***IV.5.5. Equipos excavación micro túnel***

- Equipo TBM o MTBM es un requisito previo de este método de construcción.
- El Contratista será responsable de la selección del equipo de túneles que, según la experiencia pasada, ha demostrado ser satisfactorio para la excavación de los suelos que se van a encontrar.
- El Contratista empleará equipo de túneles que será capaz de manejar las diversas condiciones de terreno anticipadas y que sea capaz de minimizar la pérdida de tierra por delante y alrededor de la máquina y deberá proporcionar un soporte satisfactorio de la cara excavada.
- La tuneladora utilizada para el levantamiento de tuberías se ajustará a la forma del túnel con un perímetro uniforme libre de proyecciones que podrían producir excavaciones excesivas o vacíos. Se puede proporcionar un cabezal de corte de tamaño apropiado para facilitar la dirección. Además, deberá:
  - a. Ser capaz de cierre de cara completa.
  - b. Estar equipado con sellos apropiados para evitar la pérdida de lubricante de bentonita.
  - c. Ser capaz de corregir el rollo por la marcha atrás o las aletas.

- d. Estar diseñado para manejar condiciones adversas del suelo, incluida la entrada de agua subterránea.
- Si se usa un escudo para la construcción de túneles con pipe jacking (con o sin equipo de excavación mecanizada adjunto), el protector debe ser capaz de manejar las diversas condiciones de terreno anticipadas.
- En el caso de MTBM, use un sistema de transporte de residuos que:
  - a. O bien equilibra las presiones del suelo y del agua subterránea mediante el uso de un sistema de equilibrio de la presión o de la tierra; el sistema debe ser capaz de realizar los ajustes necesarios para mantener la estabilidad de la cara para la condición particular del suelo y debe monitorear y equilibrar continuamente la presión del agua del suelo y del suelo para evitar la pérdida de lodo o la entrada incontrolada de suelo y agua subterránea, o, en el caso de un lodo sistema de transporte.
  - b. En el caso de un sistema de balance de presión de tierra, el sistema debe ser capaz de realizar los ajustes necesarios para mantener la estabilidad de la cara para la condición particular del suelo que se va a encontrar. Monitoreo y equilibrio continuamente la presión del agua del suelo y del suelo para evitar la pérdida de tierra o la entrada no controlada de agua subterránea.
- Proporcionar un sistema de hincas de tubos (pipe jacking) con las siguientes características:
  - a. Tiene los gatos principales montados en un marco de hincas ubicado en el eje de arranque.
  - b. Tiene un marco de hincas que empuja sucesivamente una serie de tuberías conectadas que siguen el equipo de excavación de túneles hacia un eje receptor.
  - c. Tiene suficiente capacidad de hincas para empujar el equipo de excavación de túneles y la cadena de tuberías a través del suelo. Incorporar estaciones de jacking intermedias, si es necesario.
  - d. Desarrolla una distribución uniforme de las fuerzas de hincas en el extremo de la tubería mediante el uso de anillos separadores y empaquetadura, medidos por medidores operativos.
  - e. Proporciona y mantiene un sistema de lubricación de tubería en todo momento para disminuir la fricción desarrollada en la superficie de la tubería durante la hincas.

- f. Utiliza las reacciones de empuje para la hincada de tubos que sean adecuados para soportar la presión de hincada desarrollada por el sistema de levantamiento principal. Se debe tener especial cuidado al colocar los rieles de guía de la tubería en el eje de elevación para asegurar la corrección de la alineación, el grado y la estabilidad.
- g. Proporcionar equipo para mantener la calidad del aire adecuada de las operaciones del túnel tripulado durante la construcción de acuerdo con los requisitos de OSHA.
- h. Encerrar los accesorios de iluminación en recintos herméticos.

#### ***IV.5.6. Datos de hincada de tubería***

- Mantener registros de turnos de eventos de construcción y observaciones. El Ingeniero tendrá acceso a los registros del Contratista con respecto a la siguiente información:
  - a. Ubicación de la cara o el escudo de la máquina perforadora por estación y progreso del avance del túnel durante el turno.
  - b. Horas trabajadas por turno en operaciones de túneles.
  - c. Formularios de campo completados para verificar la línea y el grado de la operación de excavación, mostrando la tolerancia lograda en relación con la alineación del diseño. Los registros de control de dirección generalmente serán aceptables.
  - d. Presiones máximas de elevación de tubería por unidad.
  - e. Ubicación, elevación y breves descripciones del suelo de los estratos del suelo.
  - f. Operaciones de control de aguas subterráneas y niveles piezométricos.
  - g. Observación de cualquier terreno perdido u otro movimiento del suelo.
  - h. Cualquier condición o evento inusual.
  - i. Motivos del apagado operativo en el caso de que se detenga una unidad.

#### ***IV.5.7. Equipos construcción pozos***

1. Los elementos de revestimiento, los refuerzos y los elementos estructurales de apuntalamiento deben instalarse en las ubicaciones y en la secuencia del método y las tolerancias definidas en los planos de construcción del eje a medida que avanza la excavación.

2. El refuerzo y el apuntalamiento deben estar en contacto con el revestimiento para proporcionar un soporte completo, como se muestra en los planos de construcción del eje. El ingeniero profesional del contratista evaluará, revisará y aprobará cualquier modificación del forro, la abrazadera y el apuntalamiento, y la enviará al ingeniero.
3. Se debe instalar una losa de sellado tan pronto como el Ingeniero alcance y acepte la profundidad final y las condiciones de fondo estables. La losa de sellado debe ser capaz de resistir la presión piezométrica total, ya sea por alivio de presión usando desagües, o en el caso de condiciones de suelo más permeables, mediante el uso de una losa reforzada estructural. En cualquier caso, la losa de sellado se construirá de acuerdo con el diseño proporcionado por el Ingeniero Profesional del Contratista.
4. El pozo completo deberá estar diseñado y construido de acuerdo con los factores apropiados de seguridad contra rendimiento, deformación o inestabilidad, según lo determine el Ingeniero Profesional del Contratista, y deberá soportar una cabeza hidrostática completa sin fallas.
5. Se deben colocar marcos, refuerzos o apuntalamientos especiales alrededor de los "ojos" del túnel u otras penetraciones de acuerdo con los planos de construcción del eje antes de que se corte o retire el refuerzo o cualquier refuerzo o apuntalamiento en la penetración.
6. Realice la inyección del espacio anular.
7. Instalar los bloques adecuados de empuje o reacción según sea necesario para el equipo de elevación de tubos.
8. Proporcionar drenaje de los pozos mientras el trabajo está en progreso y hasta que las uniones de las tuberías adyacentes se hayan sellado y el eje se rellene.
9. Desviar la escorrentía de agua superficial y la descarga del sistema de desagüe lejos del pozo. Proteger los ejes de infiltración o inundación.
10. Cada sitio de trabajo de superficie debe estar rodeado por una valla de seguridad, que deberá estar segura en cualquier momento en que el sitio del personal no esté atendido por el contratista.
11. F. Además de lo anterior, el pozo, cuando no esté en uso, deberá estar protegido por una segunda valla de seguridad en el perímetro del eje, o alternativamente por una cubierta.
12. Un pozo que se construya más de 60 días antes de su uso previsto deberá estar cubierto por una plataforma de placa de acero diseñada por el Ingeniero Profesional

del Contratista, y la superficie restaurada para permitir el flujo de tráfico completo durante el tiempo que el eje no esté en uso.

#### ***IV.5.8. Monitoreo***

1. La instrumentación especificada será accesible en todo momento. Las lecturas se enviarán sin demora.
2. Instalar y mantener un sistema de instrumentación para monitorear y detectar el movimiento de la superficie del suelo y las estructuras adyacentes. Establecer puntos de control verticales a una distancia de las áreas de construcción que eviten perturbaciones debido al asentamiento del terreno.
3. La instalación de la instrumentación no debe impedir que el Ingeniero, a través de un contratista o consultor independiente, instale la instrumentación en, sobre, cerca o adyacente a los trabajos de construcción. Se proporcionará acceso al trabajo para tales instalaciones independientes.
4. Los instrumentos se instalarán de acuerdo con el Contrato y las recomendaciones del fabricante.
5. El Contratista es responsable de todos los movimientos de tierra inducidos por la construcción y del monitoreo de estos.
6. Registrar la ubicación de los puntos de monitoreo de asentamientos con respecto a las líneas de base y elevaciones de construcción. Registrar las elevaciones con una precisión de 3 mm para cada ubicación de punto de monitoreo. Los puntos de monitoreo deben establecerse en ubicaciones y métodos que los protejan contra daños causados por operaciones de construcción, manipulación u otras influencias externas.

#### ***IV.5.9. Evaluación post construcción***

1. El Contratista proporcionará un conjunto de Planos As Build que incluyen tanto la alineación como el perfil. Los dibujos deben desarrollarse a partir de lecturas de campo reales. Los datos sin procesar deben estar disponibles para su envío en cualquier momento a solicitud.
2. El Contratista deberá especificar el equipo de rastreo utilizado, incluido el método de procedimiento de confirmación utilizado para garantizar que se capturaron los datos. segundo.



3. Todos los accesorios, válvulas, pozos, conexiones, etc., incluidos todos los puntos de monitoreo de estructura crítica como se muestra en los Documentos del Contrato, se ubicarán por GPS y se basarán en el sistema de coordenadas.
4. No se utilizarán puntos de referencia.

#### **IV.5.10. Medición**

1. Tubería micro túnel: la medición para la instalación de una tubería de alcantarillado micro túnel se debe realizar horizontalmente, sobre una base de metro lineal, para varios tamaños enumerados en la oferta,

#### **IV.5.11. Pago**

1. Tubería: El pago de este será una compensación total para tuberías y accesorios, control de flujo de alcantarillado, taponamiento y derivación, conexiones a tuberías existentes y líneas de servicio cuando no se realice un pago por separado
2. Pozo: El pago de este Artículo se realizará al precio de la suma global del contrato, según se especifica en los Documentos del Contrato.
3. El Contratista, previo a la construcción, deberá proporcionar un cronograma de pagos. En este programa de pagos, el Contratista deberá detallar el costo por estación, diámetro y profundidad para cada eje del túnel necesario para completar el trabajo y cualquier eje adicional requerido para las operaciones de construcción.

#### **IV.6. Presupuesto**

Se elaboró un presupuesto aproximado para la ejecución del colector Rivera 2 partiendo de las premisas planteadas en: las secciones anteriores. Se determinaron precios mínimos y máximos mediante investigaciones de mercado y los valores estimados por CONAVI. El **Cuadro 64** muestra el detalle del presupuesto:

**Cuadro 64.** Presupuesto estimado para el Colector Rivera 2

Tubería						
Ítem	Cantidad	Unidad	Costo unitario		Subtotal	
			Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Tubería de PRFV (poliéster reforzado con fibra de vidrio)	510	m	\$575	\$675	\$293,250	\$344,250
Instalación con Pipe Jacking	510	m	\$950	\$1,200	\$484,500	\$612,000
Subtotal Tubería			\$1,525	\$1,875	\$777,750	\$956,250
Pozos						
Pozos de lanzamiento - Base (3)	3	m	\$18,000	\$20,000	\$54,000	\$60,000
Pozo de lanzamiento - Cuerpo (3)	18	m	\$8,750	\$9,600	\$157,500	\$172,800
Pozos de llegada - Base (2)	2	m	\$15,000	\$16,000	\$30,000	\$32,000
Pozos de llegada - Cuerpo (2)	6	m	\$6,000	\$7,500	\$36,000	\$45,000
Subtotal Pozos					\$277,500	\$309,800
Otros						
Accesos para mantenimiento	1	global	\$40,000	\$50,000	\$40,000	\$50,000
Subtotal Otros					\$40,000	\$50,000
Total						
Total					Mínimo	Máximo
					\$1,095,250	\$1,316,050

## IV.7. Conclusiones y recomendaciones

### IV.7.1. Conclusiones

1. Se determinó un modelo geotécnico que establece la presencia de tres estratos: Cenizas Superiores, Cenizas Inferiores y Aluvión.
2. Se evaluaron 3 casos de sección transversal para el caso de la tubería colocada por micro túnel: baja cobertura, alta cobertura y con carga vial.
3. La posición de la tubería con mínima cobertura es la que genera la máxima demanda en el elemento estructural.
4. Se aplicaron cálculos analíticos para determinar las demandas en la cúspide de la tubería y lateralmente.
5. Se aplicaron modelos numéricos de deformación plana para determinar los esfuerzos y desplazamientos en la excavación en el revestimiento estructural (tubería).

6. Se aplicó la técnica de sustitución de núcleo para simular el comportamiento tridimensional de la excavación, considerando la convergencia dentro del frente de excavación.
7. Se determinó que el número de rigidez de la tubería de fibra de vidrio propuesta satisface los esfuerzos generados en la sección de mínima cobertura en el escenario con carga de tránsito.
8. Se determinó que los esfuerzos y desplazamientos estimados tanto por cálculos analíticos como por modelos numéricos de deformación plana, convergen dentro de rangos aceptables.
9. Se determinó que las demandas calculadas en los pozos por teorías clásicas de empujes son mayores a las demandas obtenidas de los modelos axisimétricos, dado que el modelo numérico permite simular el proceso de excavación por anillos lo que genera relación del medio.
10. Se elaboró un modelo numérico tridimensional que contrasta los resultados obtenidos por modelos de deformación plana y axisimétricos, validando el rango de resultados obtenidos para deformaciones y esfuerzos en los planos y ejes (X, Y, Z).
11. Se determinó mediante cálculos analíticos, que para el tramo de mayor longitud a ser hincado, se requiere de una carga en los pistones de empuje de al menos 2000 kN. Que debe ser empleada para la selección del equipo de perforación.
12. Se determinó un rango de costo para la ejecución del colector Rivera 2 que varía entre \$1,095,250 y \$1,316,050.

#### ***IV.7.2. Recomendaciones***

1. Se recomienda la implementación de análisis numéricos para constar las cargas de diseño en componentes estructurales, ya sea empleando modelos de deformación plana, axisimétricos o tridimensionales.
2. Se recomienda el estudio y uso de modelos numéricos tridimensionales que permiten analizar estructuras que podrían requerir análisis independientes (deformación plana y axisimétricos) en un único análisis.
3. Se recomienda que el diseño estructural de los pozos emplee las cargas obtenidas mediante modelación numérica, considerando que estas son obtenidas de una modelación por etapas.
4. Se recomienda que un profesional especialista en ingeniería estructural realice una comprobación de la capacidad estructural de los pozos.

5. El diseño elaborado es a nivel preliminar, los elementos tipo pozos ser diseñados por un profesional en ingeniería estructural.
6. Para la utilización de programas de análisis por elemento finito, se recomienda utilizarlos únicamente cuando se dispone de información geotécnica confiable, por ejemplo ensayos de laboratorio especiales (resistencia y deformación) y/o ensayos de caracterización in situ tales como ensayos CPTu, ensayos presiometricos Menard o ensayos de dilatómetro.
7. No se recomienda utilizar parámetros de resistencia y deformabilidad correlacionados de ensayos de campo tipo penetración estándar (SPT). La alta variabilidad de las correlaciones para suelos cohesivos no generase valores confiables, por lo que el modelo no será representativo de las condiciones suelo-estructura.
8. Para la utilización de programas de elemento finito, se recomienda la capacitación técnica previa en geomecánica computacional. Es sumamente importante tener claro los conceptos claves de la teoría de elemento finito.
9. Se recomienda que el Programa de Postgrado en Ingeniería Geotécnica, incluya un curso de Geomecánica Computacional, dentro de la malla curricular del Programa de Maestría en Ingeniería Geotécnica.

#### **IV.8. Referencias**

##### ***IV.8.1. Documentación técnica del proyecto: reubicación del colector rivera 2***

##### ***IV.8.2. Documentación técnica del proyecto: circunvalación norte***

##### ***IV.8.3. Libros, artículos de revista, trabajos de graduación***

42. Asociación Costarricense de Geotecnia, Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica. (2009). Código de Cimentaciones de Costa Rica. 2a Edición. Editorial Tecnológica de Costa Rica: San José, Costa Rica.
43. Kramer, S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall: New Jersey, Estados Unidos.
44. Bowles, J. (1999). Foundation Analysis and Design. McGrawHill:
45. Das, B. (2012). Ingeniería de Cimentaciones. Cengage Learning: Distrito Federal, Mexico.
46. Lees, A. (2016). Geotechnical Finite Element Analysis: A practical guide. 1ra Edición. ICE Publishing Pipe Jacking Association
47. FFST. (2004). Microtunnelling and Horizontal Drilling. Hermes Science Publishing: Londres, Inglaterra.

48. Pipe Jacking Association. (2017). An introduction to pipe jacking and microtunnelling. Pipe Jacking Association: Londres, Inghilterra
49. American Society of Civil Engineers. (2015). Standard design and construction guidelines for microtunneling. ASCE: Virginia, USA.
50. Guglielmetti, V. Grasso, P. Mahtab, A. Xu, S. (2007). Mechanized tunnelling in urban areas: design methodology and construction control. Taylor and Francis: Londres, Inghilterra.

## **V. CAPITULO 5: ANÁLISIS DINÁMICO DEL RELLENO DE RECLAMACIÓN PARA LA NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOÍN (TCM)**

### **CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN**

#### ***V.1.1. Planteamiento del problema***

El análisis de la respuesta dinámica en rellenos de reclamación creados para obras portuarias es esencial para garantizar la operatividad de las terminales y asegurar la viabilidad económica de las actividades de importación y exportación. En un país de alta sismicidad como Costa Rica es esencial analizar la susceptibilidad ante fenómenos de licuación de la Terminal de Contenedores de Moín que se construye empleando materiales dragados del fondo marino, fundamentalmente compuestos de arenas limpias y sueltas, así como diseñar y planificar tratamientos de mejora al terreno que aseguren la operatividad de las instalaciones en eventos extremos inclusive. Considerando los aspectos anteriores, se hace necesario analizar la respuesta dinámica de la terminal, el potencial de licuación y la modelación numérica este fenómeno para garantizar la integridad de la obra ante eventos sísmicos.

El principal evento sísmico con el potencial más alto para impactar la Terminal de Contenedores es un evento de fallas poco profundas en el segmento de Limón del Cinturón Deformado Panamá Norte (NPDB, por sus siglas en ingles). El NPDB es un sistema de fallas que se encuentra principalmente en el mar que acomoda parte del borde norte de la compresión entre la Placa Cocos hacia el sur y la placa Caribe al norte, asociado con el plegamiento y fallas en el medio de la microplaca de Panamá.

El segmento Limón de la NPDB tuvo la última ruptura el 22 de abril de 1991, dando como resultado una magnitud Mw de 7.6. El terremoto causo la elevación entre 1.5 y 1.8 m de la línea costera cerca de Puerto Limón y aproximadamente 1.5 m en las proximidades del sitio de la Terminal.

A nivel de infraestructura pública, el sismo provoco graves daños en la ruta nacional N°.32, tanto en su estructura de pavimento como en los puentes, originados por el fenómeno de la licuación. Este hecho evidencia la vulnerabilidad de los materiales presentes en la zona ante eventos sísmicos.

Los rellenos costeros contruidos de arena dragada y vertida son poco densos o sueltos y por ende susceptibles a la licuación. La probabilidad de licuefacción debe ser analizada al detalle.

La falla parcial o total de la estructura provocaría pérdidas económicas millonarias tanto a Costa Rica como al inversionista por cada día de inoperancia de la terminal.

Se justifica la realización de un análisis detallado del comportamiento dinámico de la estructura, dentro del análisis efectuado para efectos de diseño de la obra no se contempla un análisis de respuesta dinámica del modelo suelo-relleno. Al no existir este análisis de detalle, no se considera el efecto de las condiciones de asimetría tanto geométricas como de rigidez del relleno. No se contempla el efecto en la respuesta dinámica provocado por la densificación de las capas arcillosas donde se cimenta el relleno debido al proceso de consolidación. El análisis de licuación no involucra un análisis exhaustivo, enfocándose únicamente en un único método de análisis. Esto deja abierta la posibilidad al estudio mediante otras teorías que permita realizar un contraste técnico de los resultados.

#### ***V.1.2. Objetivo general***

Realizar el análisis dinámico y de licuación del relleno de reclamación de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín (TCM)

#### ***V.1.3. Objetivos específicos***

- Definir las propiedades mecánicas elásticas y dinámicas de los materiales presentes tanto en el relleno de reclamación como en la cimentación de este.
- Definir el modelo geotécnico del sitio de proyecto.
- Investigar respecto a las metodologías y criterios de cálculo semi-empíricos basadas en ensayos en sitio para estimar el potencial de licuación.
- Investigar modelos constitutivos para arenas aplicables a la evaluación de generación de exceso de presión de poro y el análisis del fenómeno de licuación mediante métodos numéricos.
- Investigar las técnicas de mejora del terreno para la mitigación del fenómeno de licuación.
- Aplicar el método lineal equivalente para determinar la respuesta del sitio, empleado análisis unidimensional mediante el software Edushake.
- Modelar numéricamente en dos dimensiones el relleno de reclamación y cimentación mediante un software de elemento finito.
- Analizar mediante el modelo numérico la respuesta dinámica del relleno de reclamación y cimentación.

- Evaluar el efecto de las técnicas de mejora del terreno mediante modelación numérica.
- Evaluar el potencial de licuación para el relleno de reclamación y cimentación empleando diversas metodologías semi empíricas de cálculo, basado en ensayos en sitio (SPT y CPTu).
- Evaluar el potencial de licuación para el relleno de reclamación y cimentación empleando metodología analítica empleando esfuerzos cíclicos determinados de los análisis de respuesta.
- Evaluar el potencial de licuación del relleno de reclamación y cimentación mediante modelación numérica empleado un modelo constitutivo para la generación de exceso de presión de poro.
- Comparar los resultados obtenidos mediante diferentes metodologías de estimación para el potencial de licuación.
- Redactar las especificaciones técnicas para el o los tratamientos de mejora al terreno.
- Elaborar planos constructivos para las técnicas de mejora del terreno propuestas.
- Elaborar el presupuesto para la ejecución de las técnicas de mejora del terreno propuestas.

#### ***V.1.4. Importancia***

La importancia del proyecto radica en evaluar el comportamiento dinámico y la susceptibilidad a la licuación para el relleno de reclamación de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín, de manera tal que se asegure y minimice el riesgo salida de operación de la terminal ante eventos sísmicos extremos. Lo anterior en vista de que este relleno se ejecuta mediante la extracción de materiales arenosos dragados del fondo marino del sector de Moín.

Al no contar con un análisis de respuesta dinámico del conjunto relleno – cimentación, se puede perder de vista detalles en el comportamiento durante un evento sísmico, que un modelo simplificado no permite visualizar.

Los antecedentes históricos del sismo del año 1991 en Limón, evidencia la gran importancia de analizar exhaustivamente el comportamiento ante el fenómeno de licuación del relleno y de la cimentación.



Ante la falta de conocimiento en la planeación, diseño y ejecución de obras portuarias, los diseños que se han ejecutado en Costa Rica se basan en códigos o especificaciones internacionales, el presente proyecto permite analizar con mayor profundidad las acciones de diseño y tipologías de rellenos de reclamación y técnicas de mejora al terreno que sean necesarias implementar.

Al tratarse de una obra ejecutada en una zona costera, con presencia predominante de materiales arenosos, el estudio y análisis del fenómeno de licuación es primordial, lo que conlleva al estudio de posibles tratamientos de mejora del terreno.

Por otro lado, el estudio permite analizar y estudiar técnicas y modelos constitutivos para la modelación numérica del fenómeno de licuación.

El estudio permite estimar los costos asociados a la ejecución de obras de mejora al terreno en sitios susceptibles a la licuación en el ámbito portuario, que involucran el uso de equipos especializados como los son los vibradores.

#### **V.1.5. Alcance**

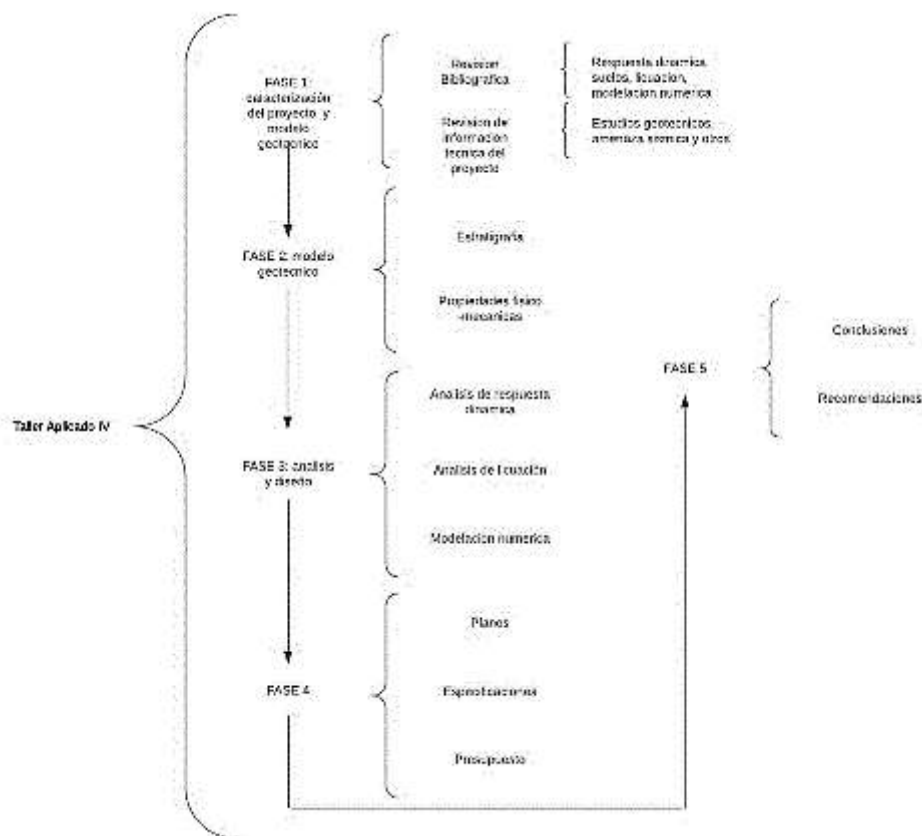
- El análisis y diseño es geotécnico.
- Se emplea el método lineal equivalente para el análisis de respuesta.
- El estudio se limita al uso de la información geotécnica disponible, obtenida de los ensayos in situ y ensayos de laboratorio realizadas durante la campaña de exploración, no se considera ningún análisis específico de cada tipo de ensayo realizado (SPT, CPTu, PMT etc.).
- El modelo geotécnico se limita únicamente a la estratigrafía detectada y definida para el proyecto en particular.
- El estudio no contempla la ejecución de algún tipo de ensayo de laboratorio o en sitio adicional
- La modelación numérica es en 2 dimensiones.
- Se emplea el software libre EduShake para modelar la respuesta dinámica de los suelos.
- El alcance del estudio depende de la disponibilidad y calidad de la información que se utiliza.
- El estudio económico se realiza sustentado en un estudio de costos aproximados del mercado.

#### **V.1.6. Limitaciones**

- No existen modelos constitutivos para la modelación numérica de arenas calibrados para materiales locales.
- Para el uso de modelos constitutivos apropiados para la modelación numérica de arenas, se emplean parámetros típicos recomendados en la literatura.
- Los modelos constitutivos por emplear dependen de la disponibilidad en el software empleado.
- No se cuenta con resultados de ensayos de laboratorio para las propiedades dinámicas de los suelos y rocas, por lo que se utilizarán correlaciones empíricas para definirlos.
- El alcance de la modelación numérica se ve limitado a la capacidad de software empleado y de los modelos constitutivos que este incorpore. Se usa en modalidad estudiantil, lo que limita la cantidad de nodos, materiales y elementos que se pueden emplear.

#### **V.1.7. Metodología**

Para realizar el análisis geotécnico y modelación numérica de, se seguirá la metodología mostrada en la siguiente **Figura 273**:



**Figura 273.** Metodología TFIA Taller 4

#### V.1.7.1. Fase 1

Se inicia esta fase realizando una revisión bibliográfica y analizando la información técnica del proyecto de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín con la que se cuenta. De esta revisión y análisis se determina la información esencial para el desarrollo del trabajo de investigación aplicada. Se extraerá toda la información relacionada con características geométricas, condiciones de sitio, características de los materiales, resultados de amenaza sísmica, etc.

#### V.1.7.2. Fase 2

Se define el modelo geotécnico detallado que servirá de insumo para los análisis y modelaciones subsecuentes.

#### V.1.7.3. Fase 3

Una vez definido el modelo geotécnico, se procede realizar el análisis de respuesta y evaluación del potencial de licuación del relleno de reclamación. Mediante la aplicación de un software especializado se realizará la modelación del relleno hidráulico y su correspondiente cimentación (estratigrafía).

A partir de la modelación se determinará la respuesta dinámica del proyecto en términos de velocidades, desplazamientos, presiones de poro y otras. Se realizará el ejercicio de considerar características puntuales del proyecto tal como la asimetría, la codician de compactación del relleno, la consolidación de la cimentación y tratamientos de mejora de suelos. Se estudiará el efecto de la licuación tanto en el relleno como en la cimentación. Se evaluará la condición mediante la aplicación y contraste de distintas técnicas o metodologías.

#### **V.1.7.4. Fase 4**

Con el diseño y análisis definidos, se procederá a elaborar los planos constructivos de la obra de retención, así como las especificaciones técnicas de la misma. Dentro de las especificaciones técnicas, se profundizará en las técnicas de mejora del terreno que sean requeridas.

Se determina el presupuesto de ejecución de la cimentación, considerando el costo de materiales, costo de maquinaria y otros.

#### **V.1.7.5. Fase 5**

Finalmente, con el problema planteado y resuelto, se realiza el análisis de resultados obteniéndose las conclusiones y recomendaciones del caso.

### **V.2. Marco teórico**

#### **V.2.1. Rellenos de reclamación – rellenos hidráulicos**

Según Hoff et.al (2012), la reclamación de tierras generalmente se define como: *“el proceso de crear nuevas tierras elevando la elevación de un fondo marino, lecho de río u otra tierra baja ('relleno') o bombeando el agua de un área acuosa que está rodeada por diques”*.

Los rellenos hidráulicos se consideran como creación de nuevas tierras mediante los siguientes pasos consecutivos:

1. Dragando material de relleno de un área de préstamo
2. Transportando el material de relleno del área de préstamo al sitio de reclamación mediante dragado, barcazas o tubería.
3. Colocado en el área de reclamación el material de relleno como una mezcla de material de relleno y agua.

La **Figura 274** muestra a manera de ejemplo un proyecto fue ejecutado utilizando técnicas de reclamación de tierras y rellenos hidráulicos:



**Figura 274.** Ejemplo de obra construida mediante rellenos de reclamación / hidráulicos.  
Fuente: Hoff (2012)

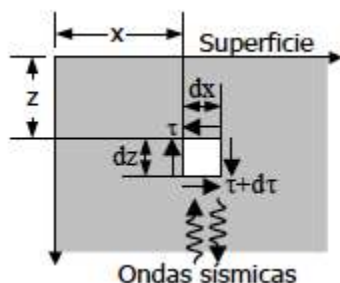
## V.2.2. Respuesta dinámica de suelos

### V.2.2.1. Propagación de ondas

Para esta sección se utilizó como base las Fuentes del curso Dinámica de Suelos del postgrado en Ingeniería Geotécnica expuesto por el profesor William Vargas (2013).

En un medio homogéneo continuo, elástico-lineal, la ecuación de propagación de onda se obtiene a partir de la segunda ley de Newton, aplicada al movimiento de un elemento representativo de suelo, como se muestra en la **Figura 275**, el cual experimenta una deformación cortante en el plano x-z y un desplazamiento horizontal  $u$ , el cual depende de la profundidad y el tiempo ante ondas sísmicas. Si se considera un espesor unitario en la dirección fuera del plano, la ecuación de equilibrio dinámico se escribe como:

$$\rho \cdot dx \cdot dz \cdot 1 = \rho \cdot dx \cdot dz \cdot 1 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{Ecuación 123}$$



**Figura 275.** Elemento representativo de suelo sometido a ondas sísmicas. Fuente:  
Modificado de Vargas (2013)

Es demostrable que la **Ecuación 1** en sentido vertical ( $z$ ) resultantes es:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad ; \quad v_s^2 = \frac{G}{\rho}$$

**Ecuación 124**

Donde:

$u$  = desplazamiento en la dirección X

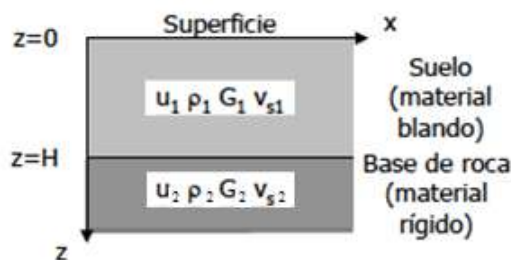
$V_s$  = velocidad de propagación de onda cortante (m/s)

$G$  = módulo de rigidez al cortante del suelo (MPa)

$\rho$  = densidad (kg/m<sup>3</sup>)

Para la solución de la **Ecuación 124** para el modelo mostrado en la **Figura 276** se define la función de amplificación del movimiento ( $Amp(E+F)$ ) (**Ecuación 125**) como la relación entre el desplazamiento máximo en la superficie y el desplazamiento máximo en la base del estrato:

$$Amp(E+F) = \left| \frac{u_1 \max(z=0)}{u_2 \max(z=H)} \right| = \left| \frac{2E_1}{E_2 + F_2} \right| = \left| \frac{2E_1}{2E_1 \cos\left(\frac{\omega H}{v_{s1}}\right)} \right| = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{v_{s1}}\right)} \quad \text{Ecuación 125}$$



**Figura 276.** Modelo para un estrato. Fuente: Modificado de Vargas (2013)

La expresión  $Amp E+F$  tendría un valor de infinito si el valor del denominador es igual a cero, lo que representa la condición de resonancia. Esto sucede cuando:

$$\cos\left(\frac{\omega H}{v_{s1}}\right) = 0 \quad ; \quad \frac{\omega H}{v_{s1}} = \left(n - \frac{1}{2}\right)\pi \quad \text{con } n = 1, 2, 3, \dots \quad \text{Ecuación 126}$$

El suelo tiende a un estado de resonancia cuando la frecuencia tiende al siguiente valor:

$$\omega = \frac{v_{s1}}{H} \left(n - \frac{1}{2}\right)\pi \quad \text{Ecuación 127}$$

El periodo fundamental de resonancia se define por el valor correspondiente a  $n=1$ :

$$T = \frac{2\pi}{\omega(n=1)} \longrightarrow T = \frac{4H}{v_s}$$

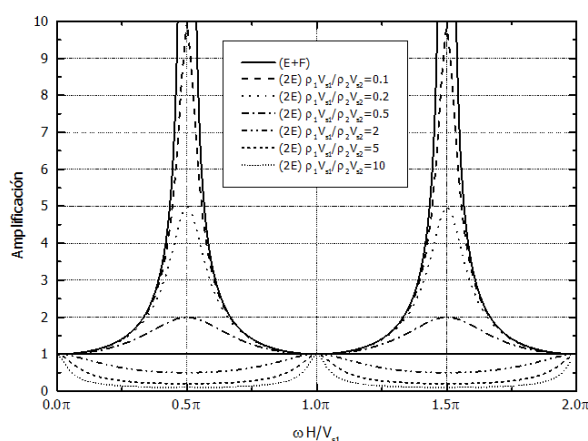
**Ecuación 128**

El período fundamental de vibración de un estrato de suelo es igual a 4 veces el tiempo que duran las ondas cortantes en recorrer todo el espesor (H). El tiempo total es:  $t=H/v_s$ , por lo que el período es  $T=4t$ . Esta equivalencia se utiliza en la práctica para aproximar el período de un perfil compuesto por varios estratos de suelo. El tiempo total es la suma de los tiempos correspondientes a cada estrato. Si el perfil tiene “n” estratos, el período aproximado sería:

$$T = 4 * \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{v_{si}}$$

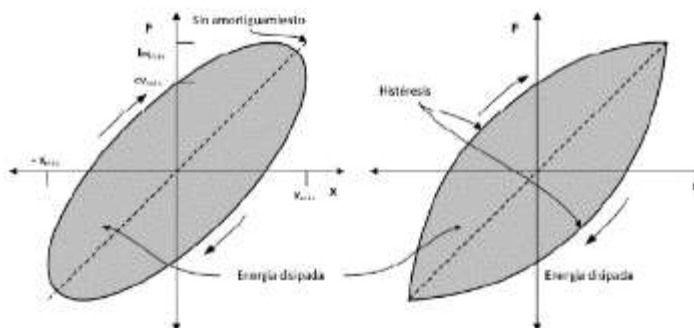
**Ecuación 129**

Si se grafica el fenómeno de amplificación contra el periodo, se obtiene lo que se denomina la función de transferencia. En este se puede apreciar el periodo fundamental de suelo, como se observa en la **Figura 277** cuando no existe amortiguamiento:



**Figura 277.** Función de transferencia sin amortiguamiento. Fuente: Modificado de Vargas (2013)

El comportamiento dinámico de los suelos en la práctica se modela utilizando un amortiguamiento histerético, y no el viscoso, que es más usado en modelación de estructuras. El amortiguamiento histerético es generado por el comportamiento no lineal de los materiales, en los cuales la carga y la descarga no producen los mismos esfuerzos y deformaciones. La variación de las fuerzas o los desplazamientos entre la carga y la descarga se denomina histéresis y produce disipación de energía, como se muestra en la **Figura 278**:



**Figura 278.** Sistema elástico-lineal con amortiguamiento viscoso e histerético. Fuente: Modificado de Vargas (2013)

La representación gráfica de la relación fuerza-desplazamiento del sistema se muestra en la **Figura 278** (izquierda). Este modelo supone un comportamiento elástico de los materiales combinado con pérdidas de energía tipo viscoso, lo cual se aleja mucho de la realidad para el caso de los suelos, por lo que no se puede aplicar esta solución. La relación fuerza-desplazamiento típica de un suelo se representa gráficamente en la **Figura 278** (derecha).

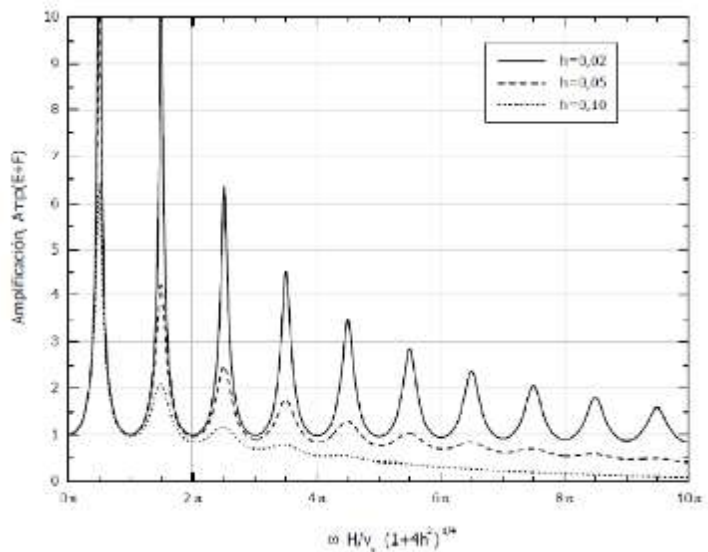
El amortiguamiento de los suelos bajo cargas cíclicas es el resultado de las fuerzas de fricción interna y de la histéresis (diferencia de trayectoria) que se observa en el comportamiento esfuerzo-deformación en un ciclo de carga, descarga y recarga. La modelación de este tipo de comportamiento es matemáticamente compleja y en la práctica se recurre a programas de cómputo que resuelven las ecuaciones de propagación de ondas en medios unidimensionales o bidimensionales mediante aproximaciones sucesivas (iteraciones).

La **Ecuación 130** muestra la solución del fenómeno de amplificación en un perfil de un solo estrato (**Figura 276**) con amortiguamiento histerético mediante la solución con módulo complejo:

$$Amp(E + F) = \frac{1}{\sqrt{\left( \cosh \left\{ \frac{\omega \sin \frac{\delta}{2} \times H}{v_s (1 + 4h^2)^{\frac{1}{4}}} \right\} \cos \left\{ \frac{\omega \sin \frac{\delta}{2} \times H}{v_s (1 + 4h^2)^{\frac{1}{4}}} \right\} \right)^2 + \left( \sinh \left\{ \frac{\omega \sin \frac{\delta}{2} \times H}{v_s (1 + 4h^2)^{\frac{1}{4}}} \right\} \sin \left\{ \frac{\omega \sin \frac{\delta}{2} \times H}{v_s (1 + 4h^2)^{\frac{1}{4}}} \right\} \right)^2}} \quad \text{Ecuación 130}$$

La función de amplificación descrita por la **Ecuación 130** se muestra en la **Figura 279**:





**Figura 279.** Función de transferencia. Fuente: Modificado de Vargas (2013)

Nótese que el efecto del amortiguamiento histerético es hacer que la amplificación disminuya a mayor frecuencia. Esto se debe a que la longitud de onda es más corta, el número de ciclos durante la propagación de onda es mayor y, de acuerdo con el número de ciclos en el curso de la propagación de onda, la cantidad de energía disipada aumenta.

#### V.2.2.2. *Módulo cortante inicial*

La velocidad de ondas cortantes se relaciona directamente con el módulo de rigidez al cortante de los suelos a muy bajas deformaciones, también llamado módulo de cortante máximo, módulo de cortante inicial o módulo de cortante de baja amplitud ( $G_{\max}$  o  $G_0$ ). Para la mayoría de los suelos, este valor se puede determinar mediante la **Ecuación 131**:

$$G_0 = AF(e)(\sigma'_0)^n \quad \text{Ecuación 131}$$

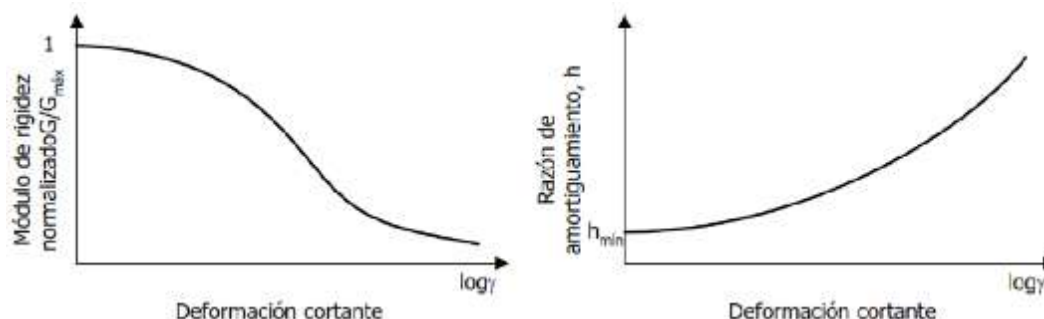
Donde:

$\sigma'_0$  = esfuerzo efectivo confinante (kPa)

A, F(e) y n: estos parámetros se obtienen generalmente de la literatura

La expresión anterior funciona bien para suelos no cohesivos y para arcillas con un índice de plasticidad menor a 40 o que no excedan la carga de pre-consolidación.

El módulo de cortante depende del nivel de deformación del suelo. Existen curvas publicadas en la literatura para modelar el comportamiento de este parámetro. Las curvas de variación de módulo cortante generalmente vienen acompañadas por la curva de variación del amortiguamiento, que también varía con la deformación. Esto se muestra en la **Figura 280**:



**Figura 280.** Variación de  $G$  y  $h$  por el modelo lineal equivalente. Fuente: Modificado de Vargas (2013)

A continuación, se presentan en los **Cuadro 65**, **Cuadro 66** y **Cuadro 67** algunas correlaciones tanto para suelos arcillas como para arenas que permiten estimar el valor de  $G_{max}$ :

**Cuadro 65.** Correlaciones para  $G_{max}$  y  $V_s$  en suelos arcilloso. Fuente: Flores et.al (2017)

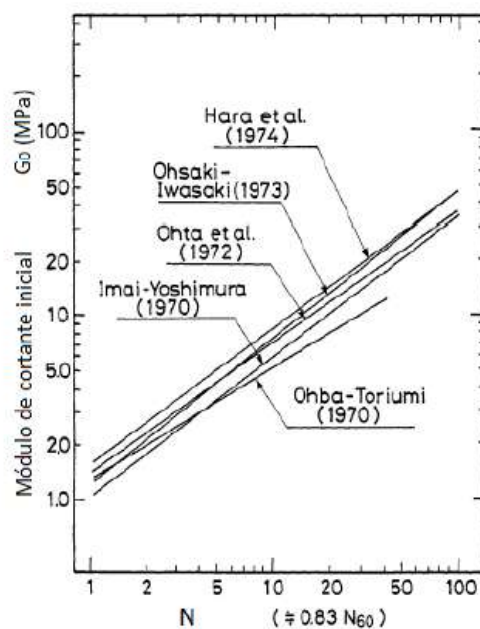
Referencia	Parámetro de rigidez	Correlaciones	Parámetros correlacionados
Dickenson (1994)	$V_s$ (pies/s)	$V_s = 18(S_u)^{0.475}$	$S_u$ resistencia al corte no drenada, $lb/pie^2$
Mayne y Rix (1993)	$G_{max}$ (KPa)	$G_{max} = \frac{99.5(P_a)^{0.305}(q_t)^{0.695}}{e^{1.13}}$	$q_t$ resistencia en la punta del cono corregida por efectos de presión de poros, KPa $P_a$ presión atmosférica, KPa $e$ relación de vacíos
Jamiolkowski et al. (1991)	$G_{max}$ (KPa)	$G_{max} = [625/(e^{1.3})](P_a + \sigma'_m)^{0.5}OCR^k$	$k$ función de PI $e$ relación de vacíos, $OCR$ relación de sobreconsolidación, $\sigma'_m$ esfuerzo efectivo medio, KPa $P_a$ presión atmosférica, KPa
Taboada et al. (2013)	$V_s$ (m/s)	$V_s = 26(S_u)^{0.184} \left( \frac{\sigma'_{vo}}{\omega} \right)^{0.195}$	$S_u$ es la resistencia al corte no drenada, KPa $\sigma'_{vo}$ es el esfuerzo vertical efectivo, KPa $\omega$ es el contenido natural de agua
Taboada et al. (2013)	$V_s$ (m/s)	$V_s = 16.3(q_{meta})^{0.209} \left( \frac{\sigma'_{vo}}{\omega} \right)^{0.165}$	$\sigma'_{vo}$ es el esfuerzo vertical efectivo, KPa $\omega$ es el contenido natural de agua $q_{meta}$ es la resistencia neta del cono, KPa
Taboada et al. (2013)	$V_s$ (m/s)	$V_s = 26(\sigma'_{vo})^{0.268} \left( \frac{OCR^{0.174}}{e^{0.204}} \right)$	$\sigma'_{vo}$ esfuerzo vertical efectivo, KPa $OCR$ relación de sobreconsolidación, $e$ relación de vacíos

**Cuadro 66.** Correlaciones para  $V_s = aN^b$  en suelos arenosos. Fuente: Vargas (2013)

Autor	a	b
Imai & Tomouchi	107	0.274
Imai & Tomouchi	63.6	0.453
Imai	102	0.29
Imai	97	0.32
Uchiyama	97	0.314
Ohba y Toriumi	84	0.31
Imai & Tomouchi	98.4	0.248
Imai & Tomouchi	131	0.153
	87.8	0.292
	75.4	0.351
Imai	81	0.33

**Cuadro 67.** Correlaciones para  $G_{\max} = aN^b$  en suelos arenosos. Fuente: Vargas (2013)

Autor	a	b
Ohta	13900	0.72
Ohsaki & Iwasaki	12000	0.8
Imai & Yoshimura	10000	0.78
Ohiba & Toriumi	12200	0.62
Hara	15800	0.67



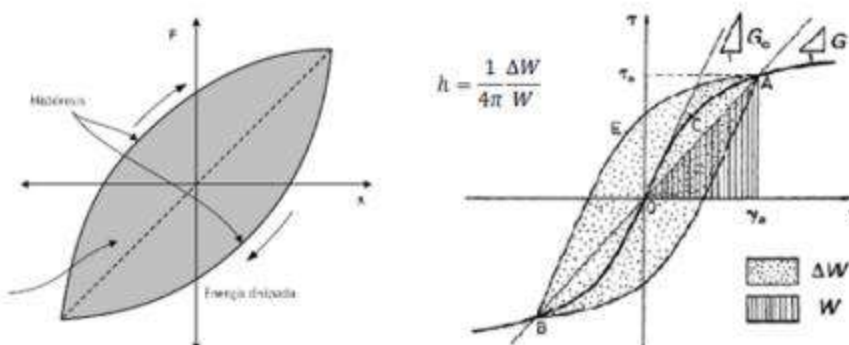
**Figura 281.** Estimación de  $G_o$ . Fuente: Modificado de Vargas (2013)

Existen varios métodos para determinar el módulo cortante lineal, entre ellos se encuentra el "método lineal equivalente" el cual se explica en la siguiente sección.

### V.2.2.3. Método lineal equivalente

El suelo tiene un comportamiento no lineal a la hora de realizar cualquier cálculo. El comportamiento del módulo de cortante y el amortiguamiento son propiedades que dependen del nivel de deformación (**Figura 282**). Esto se puede lograr de dos maneras:

- Utilizar modelos de comportamiento esfuerzo-deformación por medio de ecuaciones constitutivas de los materiales. El problema con este enfoque es que se requieren demasiados datos de entrada (lo que implica que se requiere un gran número de ensayos de laboratorio precisos) y se vuelve poco práctico.
- Modelar este comportamiento es mediante el método lineal equivalente, el cual es sencillo y requiere de pocos datos de entrada. Este método es una aproximación al comportamiento real, basado en extensas ensayos de laboratorio, y se ha llegado a demostrar que genera resultados satisfactorios. La forma de la curva se ve influenciada por el tipo de suelo. En la práctica existen curvas para distintos tipos de suelos que se utilizan a la hora de analizar un caso específico.



**Figura 282.** Variación del amortiguamiento y el módulo de cortante. Fuente: Ishihara (1996)

El método descompone las excitaciones sísmicas registradas en componentes armónicas para analizar estas como series de Fourier, aplicar el modelo lineal equivalente y posteriormente sumarlas con el principio de superposición para obtener la respuesta total.

Debido a que el nivel de deformaciones que la excitación induce en cada estrato solamente es posible conocerlo después de hacer el análisis, el modelo lineal equivalente es un método iterativo. El resultado se supone satisfactorio cuando las propiedades escogidas en un paso corresponden a la deformación calculada por el análisis lineal equivalente, con un 5-10% de error.

Entre las ventajas del método cabe mencionar que:

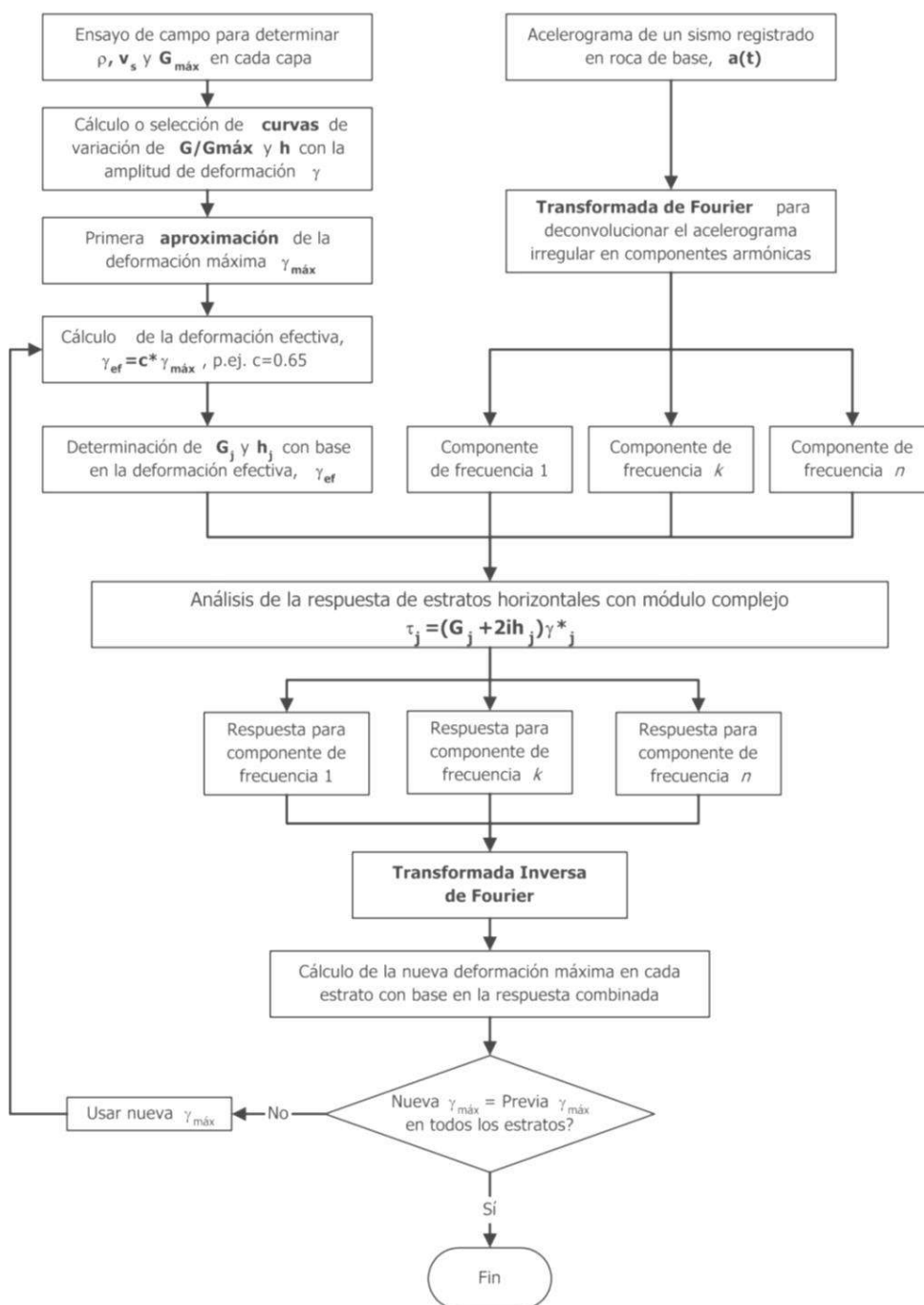
- La escogencia de grandes estratos de suelo no induce un error apreciable en los resultados, lo que ahorra tiempo y cálculos.
- Las curvas existen en la literatura publicadas para distintos tipos de suelo, por lo que no se necesitan ensayos especializados.

El modelo tiene algunas limitantes que se deben tomar en consideración:

- Se supone que  $G$  y  $h$  son constantes durante la excitación sísmica, lo cual no es cierto dado que los materiales se plastifican de acuerdo con el nivel de aceleración.
- No se debería de utilizar este método en arenas licuables, puesto que las propiedades cambian drásticamente con el tiempo.

En la **Figura 283** se muestra el procedimiento a seguir para el método lineal equivalente. Como se puede apreciar, este diagrama resume los pasos descritos anteriormente, y si los resultados no son satisfactorios, se devuelve a calcular una nueva deformación efectiva para iterar de nuevo. Cabe destacar que se utiliza una deformación efectiva, generalmente de  $0.65\gamma_{max}$ , debido a que la deformación máxima corresponde a solo un instante durante la respuesta la excitación del suelo, y suponer esta para toda la respuesta sería sumamente conservador.

### METODO LINEAL EQUIVALENTE



**Figura 283.** Diagrama de flujo para el método lineal equivalente. Fuente: Vargas (2013)

### **V.2.3. Fenómeno de licuación**

#### **V.2.3.1. Generalidades**

El fenómeno de licuación es la pérdida temporal de resistencia y rigidez de un depósito de suelos granulares, no arcillosos, saturados, poco densos, producida por el paso de ondas sísmicas.

Entre los principales factores que participan, modifican y condicionan las características de licuación de suelos se pueden mencionar los siguientes:

- Características del sismo: La posibilidad de ocurrencia de licuación o susceptibilidad de un depósito de suelo depende de los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, los cuales son proporcionales a las aceleraciones. Para una misma magnitud sísmica, la susceptibilidad disminuye con la distancia epicentral y para una distancia epicentral fija, la susceptibilidad a la licuación aumenta con la magnitud, así como con el tiempo de duración de la fase más energética del movimiento (número de ciclos de carga). Densidad o compacidad relativa: La susceptibilidad a la licuación es menor cuanto mayor sea compacidad relativa.
- Granulometría: Las arenas son más susceptibles a la licuación cuanto más finas y uniformes.
- Estratigrafía del depósito: la posibilidad de ocurrencia de la licuación es mayor cuanto menos estratificado es el suelo.
- Estructura interna del suelo: Cuanto más estable por su granulometría, compacidad y forma de granos, menor la susceptibilidad a la licuación.
- Plasticidad: la susceptibilidad a la licuación es menor entre mayor sea el contenido de finos plásticos. - Permeabilidad: susceptibilidad a la licuación de un depósito es menor cuanto mayor sea su permeabilidad.
- Grado de saturación: La susceptibilidad a la licuación de un suelo granular aumenta con el grado de saturación.

#### **V.2.3.2. Metodologías de análisis semi empíricas**

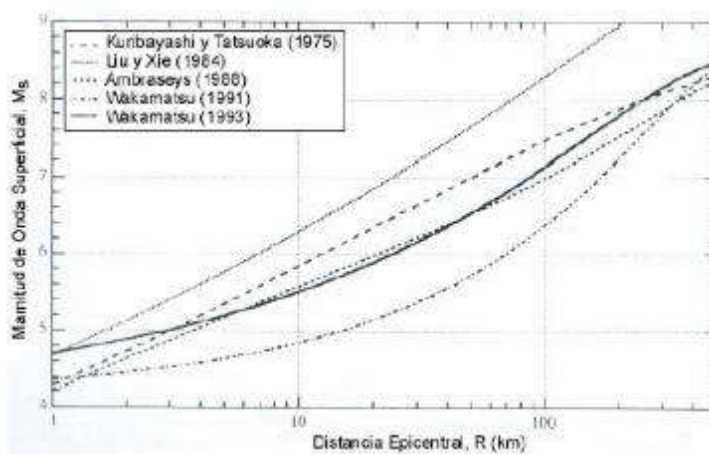
Varios métodos se han propuesto para la predicción del potencial de licuación; estos se clasifican en Grado 1, 2 y 3, según el nivel de detalle que se alcance. A continuación, se explican brevemente los métodos 1 y 2, dando énfasis a los métodos de Grado 3, que son empleados para la determinación del potencial de licuación en el presente trabajo.

#### V.2.3.2.1. Métodos de grado 1

Se clasifican dentro de Grado 1 las metodologías basadas en el estudio de las zonas donde ha ocurrido licuación en terremotos pasados. A continuación, se describen algunas de ellas.

- Valoración de la máxima extensión susceptible a licuación

Criterio de Magnitud – Máxima distancia: Compara la distancia desde el epicentro al sitio más lejano donde se presentó el fenómeno de licuación, con la magnitud del sismo. Entre ellos se encuentran Kuribayashi y Tatsuka (1975), Liu y Xie (1984), Ambraseys (1988) y Wakamatsu (1991). En la **Figura 284** se comparan estos criterios:



**Figura 284.** Distancia desde el epicentro hasta el sitio más lejano donde ocurrió licuación.  
Fuente: Modificado de Vargas (2012)

- Estimación de la susceptibilidad a la licuación basado en el análisis de datos existentes

Criterios geológicos y geomorfológicos: Localidades donde ha ocurrido licuación en el pasado se consideran como áreas potenciales, por lo que se puede crear una zonificación dibujando mapas que muestren donde se ha presentado el fenómeno de licuación. En particular, si se establece una correlación entre los sitios donde ha ocurrido licuación con criterios geológicos y geomorfológicos, se puede inferir áreas susceptibles a licuación. Por ejemplo, Iwasaki et al. (1982), analizando terremotos históricos de Japón, desarrolló el criterio listado en el cuadro siguiente:



**Cuadro 68.** Criterio de Iwazaki para evaluar el potencial de licuación. Fuente: CCCR (2009)

Rango	Unidad Geomorfológica	Potencial de Licuación
A	Depósitos recientes y antiguos de ríos, pantanos, tierras que han sido inundadas, tierras bajas entre dunas.	Probabilidad alta
B	Abanicos, llanuras de inundación, dunas de arena, playas y otras planicies.	Posibilidad
C	Terrazas, colinas, montañas.	Muy baja probabilidad

#### V.2.3.2.2. Métodos de grado 2

Se clasifican dentro de Grado 2 las metodologías basadas en el estudio de las características geológicas y geomorfológicas de un sitio. A continuación, se describen algunas de ellas.

- Criterios geológicos y geomorfológicos para evaluar el potencial de licuación

Los procesos geológicos que acomodan el suelo en distribuciones de tamaño uniforme y los depositan en estado suelto producen depósitos muy susceptibles a la licuación. Por ejemplo, en depósitos fluviales y coluviales saturados es probable que ocurra licuación. A su vez, la susceptibilidad de depósitos antiguos es menor que la de depósitos recientes. Los suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno, aunque la susceptibilidad decrece con la edad dentro del Holoceno. La licuación en depósitos del pre-Pleistoceno es rara. La licuación ocurre en suelos saturados, por lo que la susceptibilidad a la licuación disminuye al aumentar la profundidad del nivel freático. Los efectos de la licuación son comúnmente observados en lugares donde el nivel freático se encuentra a unos cuantos metros de la superficie, y en sitios donde fluctúa, la amenaza a la licuación también fluctúa.

#### V.2.3.2.3. Métodos de grado 3

Combinando estudios geotécnicos con los métodos descritos para los Grados 1 y 2, se puede alcanzar una gran precisión y detalle del potencial de licuación para cada unidad geológica y geomorfológica.

- Procedimiento simplificado de Seed e Idriss

La resistencia a la licuación puede ser estimada mediante métodos in situ o ensayos de laboratorio inalteradas. El CCCR presenta el procedimiento simplificado de Seed e Idriss y el criterio Chino para la evaluación de licuación. En seguida exponen los criterios de la metodología de Seed e Idriss.

En el método de Seed e Idriss, la razón de esfuerzo cíclico, CSR (Cyclic Stress Ratio), inducido por la propagación de ondas cortantes se estima usando la relación desarrollada por Seed e Idriss en 1971:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o'} r_d \quad \text{Ecuación 132}$$

Donde,

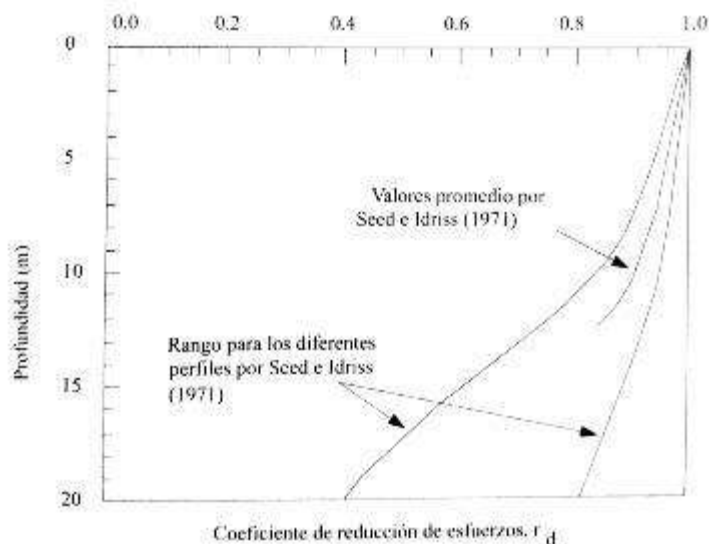
$a_{max}$  = aceleración pico estimada

$g$  = aceleración de la gravedad

$\tau_{av}$  = promedio del esfuerzo cortante cíclico (kPa)

$\sigma_o', \sigma_o$  = esfuerzo efectivo y total a la profundidad considerada (kPa)

$r_d$  = factor de reducción de esfuerzos, cuyo valor es 1 en la superficie y disminuye con la profundidad ver (**Figura 285**)



**Figura 285.** Factor de reducción para estimar la variación del esfuerzo cíclico cortante con la profundidad. Fuente: CCCR (2009)

El factor  $r_d$  se incorpora en la ecuación debido a que la columna de suelo no actúa como un cuerpo rígido, sino que se deforma durante el sismo. Seed e Idriss incorporan el factor  $r_d$ , el cual genera una reducción en el valor de CSR en función de la altura de la

columna, o bien, de su profundidad bajo la superficie. Existen numerosas propuestas para la determinación de este factor, sin embargo, se presenta a continuación las que se consideran las ecuaciones más adecuadas, las cuales dependen de la profundidad  $z$ :

$$r_d = 1,0 - 0,00765(z) \quad \text{para } z \leq 9,15 \text{ m} \quad \text{Ecuación 133}$$

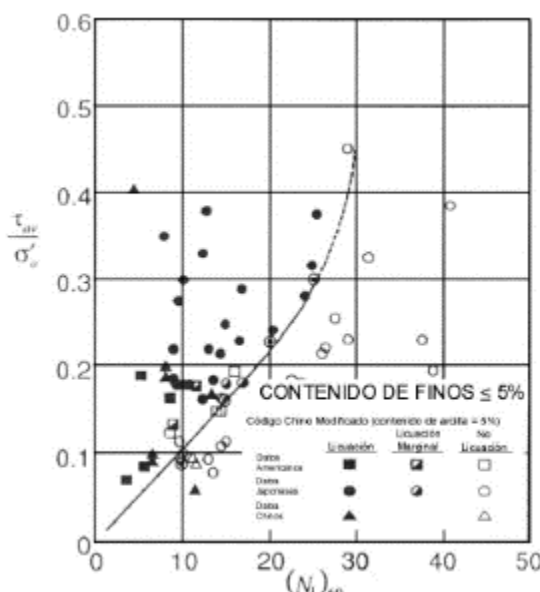
$$r_d = 1,174 - 0,0267(z) \quad \text{para } 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad \text{Ecuación 134}$$

$$r_d = 0,744 - 0,008(z) \quad \text{para } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m} \quad \text{Ecuación 135}$$

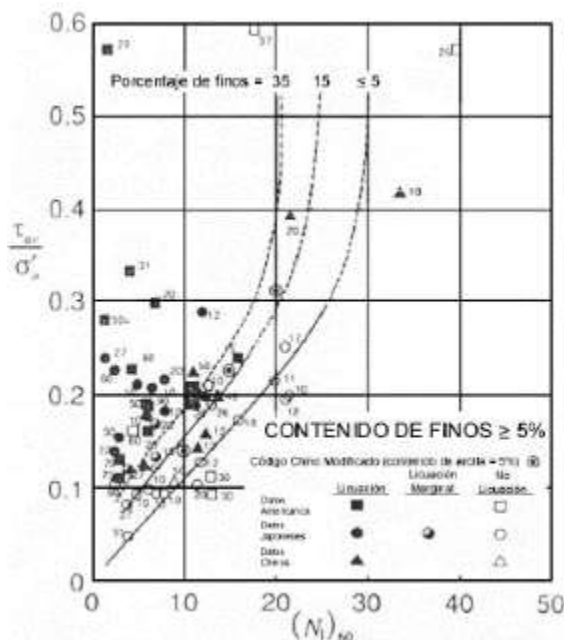
$$r_d = 0,5 \quad \text{para } z > 30 \text{ m} \quad \text{Ecuación 136}$$

Las ecuaciones anteriores fueron propuestas por Liao y Withman (1986) (**Ecuación 133** y **Ecuación 134**), Robertson y Wride (1997) (**Ecuación 135**) y William F. Marcuson (**Ecuación 136**), y corresponden a los valores medios de la **Figura 285** desarrollada por Seed e Idriss en 1971 para el procedimiento simplificado.

Se requiere la determinación de la resistencia cíclica del depósito de suelo; este se estima a partir de correlaciones empíricas con el valor de  $N_{SPT}$  corregido  $(N_1)_{60}$ . Para realizar dicha estimación se utilizan las **Figura 286** y **Figura 287** de Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) en función de  $(N_1)_{60}$ , para un sismo grado 7.5:



**Figura 286.** Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor  $(N_1)_{60}$  para arenas limpias,  $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009)



**Figura 287.** Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor  $(N_1)_{60}$  para arenas limosas,  $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009)

El siguiente paso consiste en la determinación de la Razón de Resistencia Cíclica (CRR) del suelo, la cual puede obtenerse tanto de ensayos de campo como en ensayos de laboratorio. Las ensayos de laboratorio requieren de muestras inalteradas que son difíciles de obtener si no se cuenta con técnicas avanzadas de muestreo y de alto costo como la congelación. En la práctica, y para proyectos poco críticos, la CRR suele obtenerse mediante ensayos de campo tales como la Ensayo de Penetración Estándar (SPT), la Ensayo del Cono de Penetración (CPT) y parámetros como la velocidad de onda cortante (VS).

Las curvas de CRR trazadas corresponden a límites de resistencia que separan los datos donde se observó licuación de los datos donde no se observó, para diferentes porcentajes de finos. La curva CRR asociada a un contenido de finos de cinco por ciento, es la curva base del procedimiento y será referida de ahora en adelante como la curva base. Las curvas CRR de la Figura IV.3 son válidas solamente para sismos de magnitud igual a 7,5.

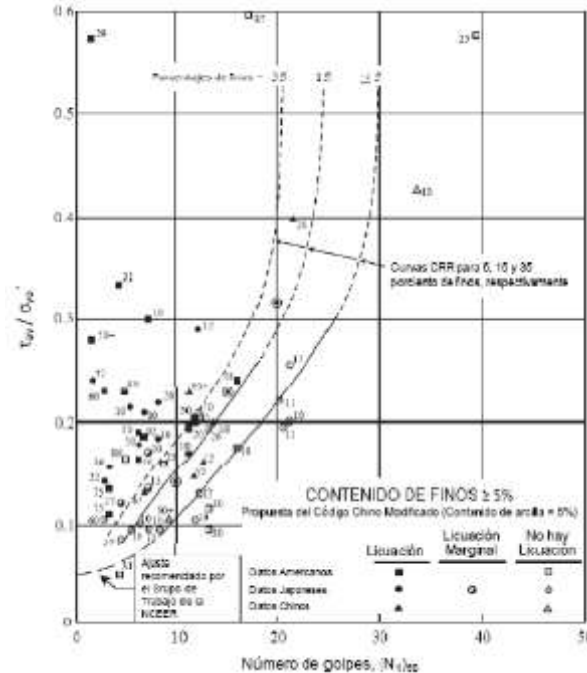
Algunas actualizaciones y modificaciones realizadas al procedimiento sugieren un cambio en la trayectoria de la curva base para valores bajos de  $(N_1)_{60}$  a un valor proyectado de CRR igual a 0,05, tal como se observa en la Figura 288. Por otra parte, Thomas F. Blake aproximó la curva base mediante la siguiente ecuación:

$$CRR_{7,5} = \frac{0,048 - 0,004721(N_1)_{60} + 0,0006136[(N_1)_{60}]^2 - 1,673 \times 10^{-5}[(N_1)_{60}]^3}{1 - 0,1248(N_1)_{60} + 0,009578[(N_1)_{60}]^2 - 0,0003285[(N_1)_{60}]^3 + 3,714 \times 10^{-6}[(N_1)_{60}]^4} \quad \text{Ecuación 137}$$

Donde,

$CRR_{7,5}$  = la Razón de Resistencia Cíclica para un sismo de magnitud 7,5

$(N_1)_{60}$  = valor de N del ensayo SPT corregido a una energía de 60%



**Figura 288.** Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor  $(N_1)_{60}$  para arenas limosas,  $M=7.5$ . Fuente: CCCR (2009)

El factor de seguridad contra licuación,  $F_L$ , está dado por:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma_o}\right)_{1,M=M}}{\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma_o}\right)} \quad \text{Ecuación 138}$$

A mayor factor de seguridad, mayor resistencia ofrece el suelo a la licuación. Sin embargo, suelos con un factor de seguridad ligeramente mayor a 1,0 pueden llegar a licuarse durante un sismo debido a las múltiples variables y suposiciones involucradas en los análisis.

Dado que este procedimiento es válido para sismos de magnitud 7,5 existen varias propuestas para corregir ya sea la razón de resistencia cíclica (CRR) o la razón de esfuerzo cíclico (CSR) para tomar en cuenta la variación en la magnitud del sismo. Este factor de

corrección se conoce como el Factor Escalar por Magnitud o MSF (Magnitude Scaling Factor) y corrige la **Ecuación 138** mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF \quad \text{Ecuación 139}$$

Donde,

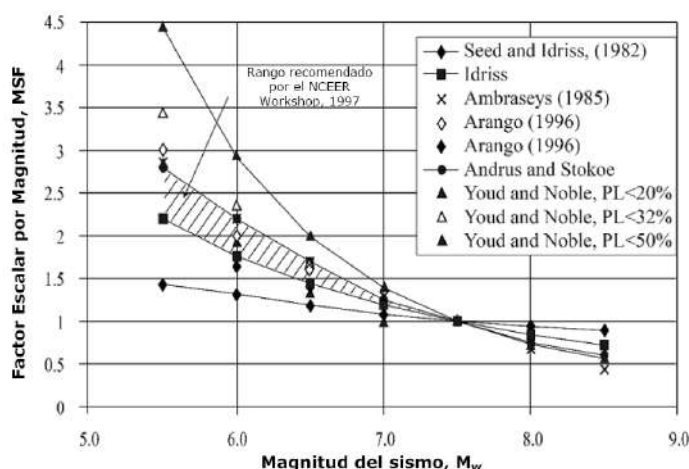
Para  $M < 7.5$ :

$$\text{Idriss, 1982} \quad MSF = 10^{2.24/M^{2.56}} \quad \text{Ecuación 140}$$

$$\text{Andrus y Stokoe, 1997} \quad MSF = (M/7.5)^{-3.3} \quad \text{Ecuación 141}$$

Para  $M > 7.5$ :

Se recomienda utilizar los valores propuestos por Idriss, 1982 (**Ecuación 140**).



**Figura 289.** Factores Escalares por Magnitud derivados por varios investigadores.  
Fuente: Hernández (2010)

#### 2.3.1.4.1. Criterio de la penetración crítica para la evaluación de licuación

Establece correlaciones de resistencia a la licuación y el valor  $N$  de la ensayo de Penetración Estándar SPT, en términos de la resistencia a la penetración crítica,  $N_{crit}$ .

$$N_{crit} = \bar{N} [1 + 0.125(d_s - 3) - 0.05(d_w - 2) - 0.07 p_c] \quad \text{Ecuación 142}$$

Donde,

$d_s$  = es la profundidad en metros de la capa de arena,  $d_w$  es la profundidad del nivel freático en metros

$N$  = es función de la intensidad del terremoto, como se muestra en el **Cuadro 69**.

$p_c$  = es el porcentaje de arcillas, y representa la influencia del contenido de finos.

**Cuadro 69.** Referencia al valor de número de golpes en el Código Chino. Fuente: CCCR (2009)

Intensidad	$\bar{N}$ (golpes/pie)	Aceleración Pico
		(g = aceleración de la gravedad)
VII	6	0.10g
VIII	10	0.20g
IX	16	0.40g

- Procedimiento simplificado adaptado del Código de Puentes y Autopistas de Japón

Según las especificaciones de la Asociación de Constructores de Carreteras de Japón, el factor de seguridad contra la licuación,  $F_L$ , se estima de acuerdo a la ecuación:

$$F_L = \frac{R}{L} \quad \text{Ecuación 143}$$

Donde,

$L$  = es la carga cíclica aplicada por el sismo

$R$  = es la resistencia del suelo a la licuación, calculada como la suma de tres factores: esfuerzo efectivo, tamaño del grano y contenido de finos

$$R = R_1 + R_2 + R_3 \quad \text{Ecuación 144}$$

Donde,

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N_{\text{corregido}}}{\sigma'_0 + 0.7}} \quad \text{Ecuación 145}$$

$$R_2 = \begin{cases} = 0.19 & (0.02 \leq D_{50} < 0.05 \text{ mm}) \\ = 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} & (0.05 \leq D_{50} < 0.6 \text{ mm}) \\ = -0.05 & (0.6 \leq D_{50} < 2.0 \text{ mm}) \end{cases} \quad \text{Ecuación 146}$$

$$R_3 = \begin{cases} = 0.0 & (0 \leq FC \leq 40\%) \\ = 0.04FC - 0.16 & (40 < FC \leq 100\%) \end{cases} \quad \text{Ecuación 147}$$

En las ecuaciones anteriores  $\sigma'_0$  es el esfuerzo efectivo en  $\text{kg/cm}^2$ ,  $D_{50}$  es el tamaño promedio de partícula por peso, en mm, y FC es el contenido de finos, en porcentaje. Las

ecuaciones son aplicables a arenas sueltas y medias con densidades relativas menores al 60%.

La carga dinámica inducida por el sismo en el suelo,  $L$ , se calcula en forma similar a la propuesta por Seed e Idriss, sin el coeficiente de aceleración efectiva (0,65). La ecuación es:

$$L = \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad \text{Ecuación 148}$$

Donde,

$\sigma_v$  = es el esfuerzo total

$\sigma'_v$  = es el esfuerzo efectivo

$a_{\max}$  = es la aceleración pico estimada en  $\text{cm/s}^2$

$g$  = es la aceleración de la gravedad ( $980 \text{ cm/s}^2$ )

$r_d$  = es un factor de reducción que depende de la profundidad, según la ecuación:

$$r_d = 1 - 0.015z \quad \text{Ecuación 149}$$

La evaluación se realiza en toda la profundidad potencialmente licuable y las capas de suelos con un factor resistencia a la licuación  $F_L$  menor que 1 son considerados como licuables.

- Procedimiento basado en el ensayo CPT

Una de las grandes ventajas del CPT sobre el SPT, es el registro continuo del perfil estratigráfico. Para este caso en particular hemos escogido tres métodos para evaluar la susceptibilidad a la licuación. A continuación, se presenta un breve resumen de la metodología propuesta por Youd y otros para calcular la CSR.

Metodología propuesta por Youd y otros (1997):

Para calcular la CSR (Youd et al., 1997) proponen utilizar la expresión original de Seed y Idriss (**Ecuación 132**) con los siguientes valores de  $r_d$ :

$$r_d = 1,0 - 0,00765(z) \quad \text{para } z \leq 9,15 \text{ m} \quad \text{Ecuación 150}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267(z) \quad \text{para } 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad \text{Ecuación 151}$$

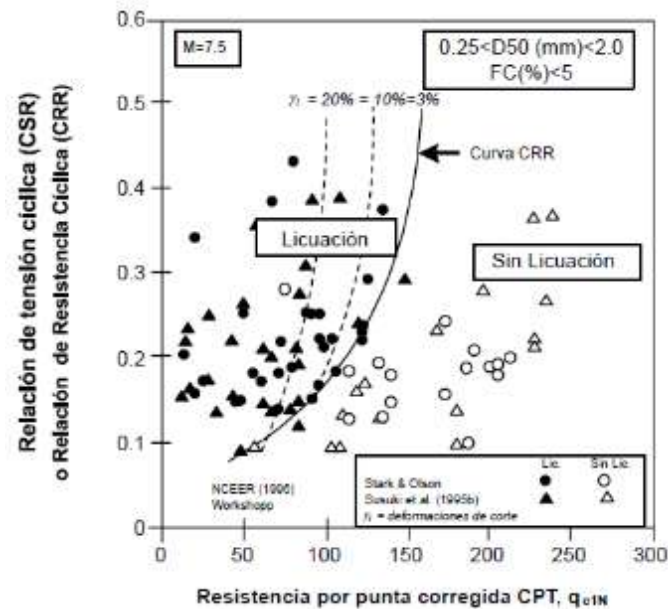


$$r_d = 0,744 - 0,008(z) \quad \text{para } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m}$$

Ecuación 152

$$r_d = 0,5 \quad \text{para } z > 30 \text{ m}$$

Ecuación 153



**Figura 290.** Curva para determinar CRR a partir del ensayo CPT. Fuente: Hernández (2010)

La **Figura 290**, corresponde a la curva propuesta por Robertson y Wride (1998), para la determinación directa de CRR para arenas limpias (Contenido de finos  $\leq 5\%$ ) a partir de datos del CPT. La curva base propuesta, puede ser aproximada mediante la siguiente expresión:

$$\text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50, \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{Ecuación 154}$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160, \quad CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^0.7 + 0.08 \quad \text{Ecuación 155}$$

Donde:

$(q_{c1N})_{cs}$ : resistencia de punta normalizada a 100 kPa

Debido a que el procedimiento basado en el ensayo CPT requiere la normalización anteriormente señalada, se recomienda la siguiente expresión:

$$q_{c1N} = C_Q \left( \frac{q_o}{P_a} \right) \quad \text{donde } C_Q = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 156}$$

Donde:

$C_Q$  = factor de normalización

$P_a = 100 \text{ kPa}$

$n$  = depende de las características del material, varía entre 0.5 y 1.0

#### **V.2.4. Modelación numérica en ingeniería geotécnica**

##### **V.2.4.1. Generalidades del método de elementos finitos**

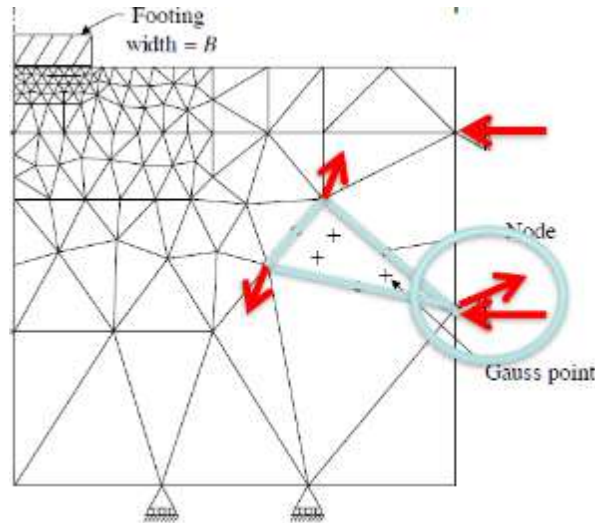
El método de los elementos finitos (MEF) permite obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo, estructura o dominio (cuando es un medio continuo) sobre el que están definidas ciertas ecuaciones diferenciales en forma débil o integral que caracterizan el comportamiento físico del problema dividiéndolo en un número elevado de subdominios no intersectantes entre sí denominados (elementos finitos). El conjunto de elementos finitos forma una subdivisión del dominio también denominada discretización.

Dentro de cada elemento se distinguen una serie de puntos representativos llamados nodos. Dos nodos son adyacentes si pertenecen al mismo elemento finito; además, un nodo sobre la frontera de un elemento finito puede pertenecer a varios elementos. El conjunto de nodos considerando sus relaciones de adyacencia se llama malla.

Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para discretización del dominio en elementos finitos. La generación de la malla se realiza usualmente con programas especiales llamados generadores de mallas, en una etapa previa a los cálculos que se denomina pre proceso.

Toda la información del modelo se la transmiten entre los diferentes elementos mediante los nodos. Es decir, si los nodos no son comunes o no están relacionados de alguna manera, aunque ocupen la misma posición no habrá transferencia de información.

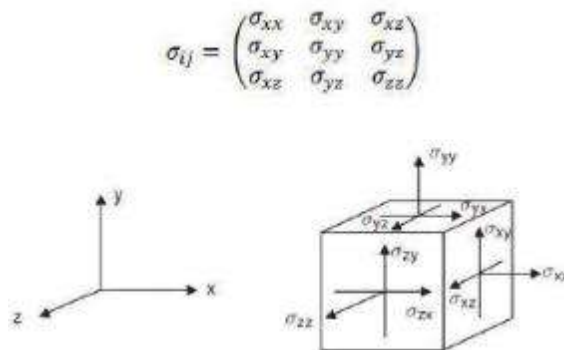
De acuerdo con estas relaciones de adyacencia o conectividad se relaciona el valor de un conjunto de variables incógnitas definidas en cada nodo y denominadas grados de libertad. El conjunto de relaciones entre el valor de una determinada variable entre los nodos se puede escribir en forma de sistema de ecuaciones lineales (o linealizadas). La matriz de dicho sistema de ecuaciones se llama matriz de rigidez del sistema. El número de ecuaciones de dicho sistema es proporcional al número de nodos y al número de grados de libertad de cada nodo.



**Figura 291.** Ejemplo de una malla de elementos finitos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

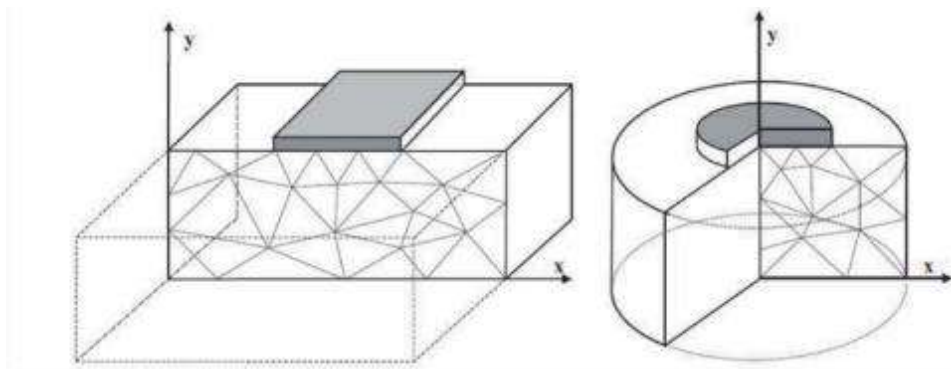
#### V.2.4.2. Deformación plana y axial simétrica

El comportamiento del suelo suele analizarse como un elemento trifase, donde se estudia tanto el comportamiento del esqueleto sólido, como el de los fluidos (aire y agua) existente en sus poros. Atendiendo al estudio del esqueleto sólido (lo que se suele referir como cálculo en tensiones efectivas), si se considera un comportamiento tridimensional, las tensiones sobre un elemento diferencial se pueden ver como se ilustran la **Figura 92**:



**Figura 292.** Sistema global de coordenadas y convección de signos. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

A partir de este planteamiento general tridimensional, se pueden observar tres casos particulares de tensión que suponen una simplificación de las matrices: deformación plana, axilsimetría y tensión plana, la **Figura 93** muestra los casos plantados:



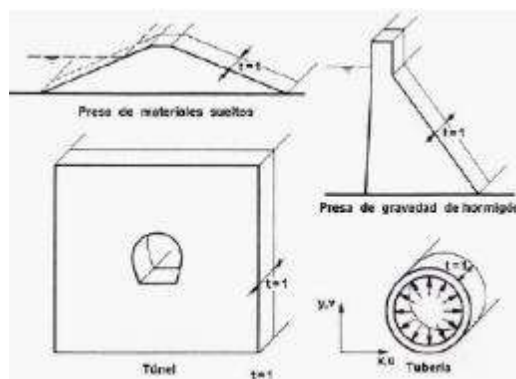
**Figura 293.** Ilustración esquemática del problema de deformación plana y simetría axial.

Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### Deformación plana

Un problema de deformación plana es aquel en que el que una de las dimensiones (longitud) del elemento de estudio es mucho mayor que las otras dos, y sobre ella actúan únicamente cargas uniformemente distribuidas a lo largo de toda la longitud del elemento y están contenidas en plano ortogonales al eje que une los centros de gravedad de las distintas secciones transversales.

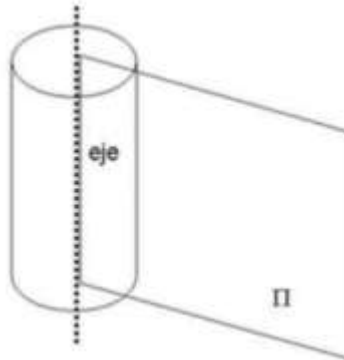
De una forma más intuitiva, un cuerpo en un estado de deformación plana es aquel que se puede analizar descomponiendo el cuerpo en rebanadas idénticas y estudiar sobre cada rebanada la distribución de deformaciones como problema bidimensional usando dos coordenadas para la posición de cada punto sobre cada una de las rebanadas (por ejemplo, una presa en un valle abierto, un túnel en la zona alejada de los emboquilles, una tubería sometida a la presión interior o un muro de gran longitud). La **Figura 294** muestra ejemplos de estructuras que pueden modelarse utilizando el criterio de deformación plana:



**Figura 294.** Aplicación del estado de deformación plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

### Simetría axial o axil simétrica

La simetría axial, también llamada rotacional, radial o cilíndrica, es una simetría alrededor de un eje en lugar de un plano. En este caso, se deben transformar las coordenadas cartesianas en polares, siendo las tensiones y deformaciones independientes del ángulo  $\theta$  que define el plano  $\Pi$  con respecto a los ejes coordenados cartesianos, como se puede observar en la **Figura 295**:

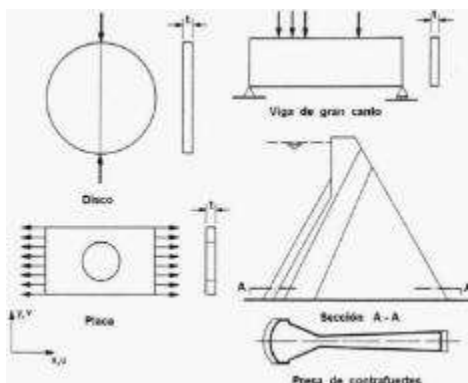


**Figura 295.** Aplicación de estados de simetría axial. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

Este tipo de simplificación sería aplicable, por ejemplo, al cálculo del comportamiento de un único pilote frente a carga axial, una losa de fundación circular sometida a carga simétrica, un pozo cilíndrico excavado por niveles horizontales, etc.

### Tensión plana

Un problema de tensión plana es aquel en que el que una de las dimensiones (espesor) del elemento de estudio es mucho menor que las otras dos, y las cargas actúan únicamente en el plano medio del elemento. Ejemplos de este estado tensional pueden ser discos o placas de reducido espesor sometidas a esfuerzos en su plano, vigas de gran canto y cada uno de los contrafuertes de una presa de esta tipología.



**Figura 296.** Aplicación de estados de tensión plana. Fuente: R.B.J. Brinkgreve (2018)

#### V.2.4.3. Modelos constitutivos

##### V.2.4.3.1. Definición

Según Lees (2016), un modelo constitutivo es una serie de expresiones matemáticas que relacionan esfuerzos y deformaciones y que se usan para modelar el comportamiento de un material en un elemento. Cuando se implementa dentro de un modelo de elemento finito, que también asegura equilibrio y compatibilidad entre cada elemento, el modelo constitutivo permite modelar complejos problemas para ser analizados, y desplazamientos y esfuerzos pueden ser calculados en donde sea en el modelo en cualquier etapa de construcción.

##### V.2.4.3.2. Tipos comunes de modelos constitutivos

Raramente un modelo constitutivo lineal es suficiente para modelar el comportamiento del suelo porque el suelo es un material blando con deformaciones irreversibles, dilatación por corte u otros comportamientos asociados a que tan cerca o lejos se está de la falla no son recreados por un modelo elástico. Por tanto, los modelos constitutivos necesitan tanto comportamiento elástico como plástico para producir predicciones suficientemente precisas.

Algunos de los modelos constitutivos más usados se resumen de manera generalísima a continuación:

- Elasticidad lineal: elasticidad lineal isotrópica, también llamado ley de Hooke, es la vía más básica para modelar la parte elástica del suelo. Este modelo constitutivo solo requiere dos parámetros (módulo de Young “E” y la relación de Poisson “ $\nu$ ”).
- Elasticidad lineal anisotrópica: anisotropía transversal puede ser incluida en el modelo lineal elástico con cinco parámetros de entrada añadidos a los dos

parámetros del modelo isotrópico. Estos modelos son usados en investigación y es posible que se vean más usados en la práctica en el futuro.

- Elasticidad No Lineal y esfuerzos dependientes de la rigidez: para tomar en cuenta la rigidez no lineal de los suelos en la carga primaria, se usan comúnmente funciones hiperbólicas.
- Rigidez dependiente de los esfuerzos: el aumento de la rigidez con la profundidad puede ser especificada para tomar en cuenta su variación debido a los esfuerzos en sitio. Completa esfuerzo dependencia se obtiene si el modelo constitutivo incluye expresiones relacionando rigidez con esfuerzo de confinamiento.
- Deformación dependiente de la rigidez: la reducción de rigidez con la deformación es especificada con parámetros definidos por curvas de degradación de rigidez.

#### *V.2.4.4. Modelación numérica del fenómeno de licuación*

##### *V.2.4.4.1. Generalidades*

Según señala Viada et.al. (2017), las inherentes dificultades y costos asociados con investigación experimental y basada campo, justifica porque la modelación numérica de la licuación de suelos es una roca angular en la investigación del fenómeno

Sin embargo, la compleja interacción entre la estructura granular del suelo y el agua de los poros hace que esta tarea sea extremadamente exigente para el usuario y el software. Para simular la respuesta sísmica de los suelos licuables, deben emplearse modelos constitutivos integrales que tengan la capacidad de describir fenómenos físicos sobresalientes de la respuesta cíclica de los suelos. Según Kramer y Elgamal (2001), un modelo constitutivo de licuefacción del suelo debe tener en cuenta las siguientes características:

- a) respuesta no lineal inelástica al esfuerzo cortante esfuerzo-deformación.
- b) dependencia de la rigidez al corte y la rigidez volumétrica de la presión de confinamiento efectiva.
- c) contracción de la estructura del suelo durante las primeras etapas de carga.
- d) dilatación de la estructura del suelo cuando se incursiona en grandes deformaciones.
- e) el estado crítico en el cual ocurre el corte sin tendencias contractivas ni dilatantes.
- f) acumulación controlada de los esfuerzos de corte cíclicos cuando la carga cíclica se superpone a los esfuerzos estáticos.

- g) redistribución de la proporción de vacíos después de la licuefacción (dilatación y, a medida que el suelo licuado se vuelve a consolidar, contractiva).
- h) la respuesta de acoplamiento del esqueleto del suelo y el agua de poro.
- i) el efecto de la permeabilidad del suelo sobre la velocidad a la que puede ocurrir un cambio de volumen.

#### V.2.4.4.2. Modelos constitutivos para arenas

Se presentan a continuación una descripción somera de algunos enfoques de modelos constitutivos para la modelación numérica de arenas, no es el objetivo de este apartado describir el trasfondo de cada uno de los modelos constitutivos, dado que cada uno está formulado mediante extensivos programas de investigación.

##### a) Modelo UBC3D-PLM

El modelo UBC3D-PLM es un modelo en esfuerzos efectivos elasto plástico que es capaz de simular el comportamiento de licuación de arenas bajo carga sísmica o cíclica. El modelo está basado en versión original UBCSAND introducido por Puebla et.al. (1997). La diferencia entre ambas versiones radica en que UBC3D-PLM usa la condición de falla Mohr-Coulomb en un espacio de esfuerzos efectivos 3D y una superficie de falla con una regla simplificada de endurecimiento para carga secundaria. El modelo implementa parámetros basados en ensayos de laboratorio o en sitio como SPT o CPT/CPTu.

Las principales características del modelo UBC3D-PLM y los correspondientes parámetros de entrada se enlistan a continuación:

- Rigidez dependiente de los esfuerzos de acuerdo con una ley de potencias:

$$k_B^{*\theta}, k_G^{*\theta}, m_e, n_e, n_p$$

- Deformación plástica debido a la carga desviadora primaria:

$$k_B^{*p}$$

- Densificación debido a el número de ciclos durante la carga secundaria:

$$f_{dens}$$

- Degradación de la rigidez post licuación:

$$f_{Epost}$$

- Falla de acuerdo con el criterio de falla Mohr-Coulomb:

$$\varphi_{cv}, \varphi_p \text{ y } c$$

Donde:



$k_B^{*\theta}$  : factor de módulo elástico

$k_G^{*\theta}$  : factor de módulo de corte elástico

$k_B^{*p}$  : factor de módulo de corte plástico

$m_e$  : tasa de esfuerzo dependencia del módulo elástico

$m_g$  : tasa de esfuerzo dependencia del módulo de corte elástico

$m_p$  : tasa de esfuerzo dependencia del módulo de corte plástico

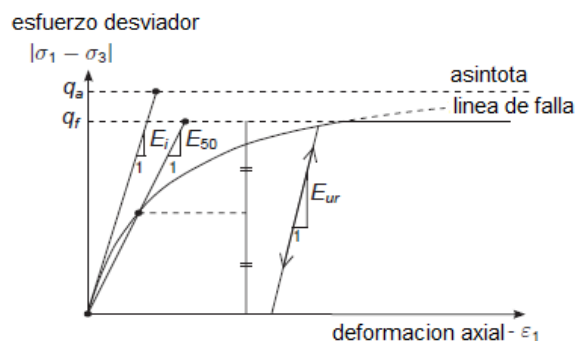
$\varphi_{cv}$  : ángulo de fricción a volumen constante

$\varphi_p$  : ángulo de fricción pico

$c$  : cohesión

#### b) Modelo HARDENING SOIL:

El modelo HARDENING SOIL es un modelo de endurecimiento isotrópico que evalúa el comportamiento de suelos finos y granulares. En este modelo no solo se estiman las deformaciones elásticas sino también las deformaciones plásticas en función del esfuerzo de pre consolidación. El modelo HS simula el comportamiento del suelo en condiciones de carga y descarga por medio del módulo de rigidez  $E_{ur}$  y del módulo edométrico de deformación en condiciones de compresión  $E_{oed}$ . El modelo se basa en la relación hiperbólica entre el esfuerzo desviador y la deformación axial de los ensayos triaxial consolidados drenados como se muestra en la **Figura 297**:



**Figura 297.** Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales consolidados-drenados.

Fuente: Manual Plaxis (2018)

Algunas características del modelo son:

- Rigidez dependiente de los esfuerzos de acuerdo a una ley de potencia:  $m$

- Deformación plástica debido a la primera carga desviadora:  $E_{50}^{ref}$
- Deformación plástica debido a compresión primaria:  $E_{oed}^{ref}$
- Carga / descarga elástica:  $E_{ur}^{ref}, v_{ur}$
- Criterio de falla acorde a Mohr-Coulomb:  $c, \varphi$  y  $\psi$

c) Modelo HARDENING SOIL SMALL STRAIN STIFFNESS (HS SMALL):

El modelo de endurecimiento del suelo bajo pequeñas deformaciones HS SMALL, se basa en el modelo HARDENING SOIL que enfoca el cálculo en la rigidez del suelo a partir de tres módulos de entrada: la rigidez de carga triaxial  $E_{50}$ , la rigidez de descarga triaxial  $E_{ur}$ , y la rigidez de carga del edómetro  $E_{oed}$ . El modelo de endurecimiento del suelo HS también explica la dependencia del esfuerzo de los módulos de rigidez, esto significa que todos los módulos aumentan con la presión. Este modelo puede ser utilizado para la simulación del comportamiento de arenas, gravas y para suelos blandos.

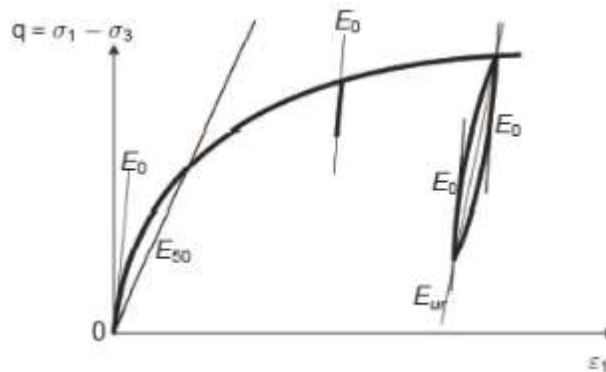
Las características avanzadas del modelo HS SMALL son las más adecuadas en condiciones de carga, además, el modelo proporciona desplazamientos más confiables que el modelo HARDENING SOIL.

Cuando se usa en aplicaciones dinámicas, el modelo de suelo endurecido bajo pequeñas deformaciones también introduce amortiguamiento de material histerético.

Los parámetros de entrada del suelo en el modelo son:

- La potencia de la dependencia tensional de rigidez  $m$ .
- La rigidez secante en triaxial drenado  $E_{50}$
- Rigidez tangente para la primera carga del edómetro  $E_{oed}$
- Rigidez carga/descarga triaxial drenado  $E_{ur}$
- Relación de Poisson para carga y descarga  $v_{ur}$
- Módulo de corte a deformaciones muy pequeñas  $G_{ref}^0$
- Límite de tensión de corte  $\gamma_{0,7}$  que corresponde al nivel en el que el módulo de corte secante  $G_s$  se reduce a un 70% de  $G_0$ .

La **Figura 298** muestra los parámetros de rigidez del modelo en un ensayo triaxial:



**Figura 298.** Parámetros de rigidez del modelo Hardening Soil con pequeñas deformaciones.

Fuente: Manual Plaxis (2018)

d) Modelo NORSAND:

El modelo constitutivo NORSAND fue el primer modelo basado en estado crítico de suelos (Critical State Soil Model, CSSM) para arenas y originado en las observaciones del comportamiento de arenas en grandes rellenos hidráulicos.

Es un modelo generalizado de estado crítico que captura con precisión el efecto de la relación de agujeros en el comportamiento del suelo. Por lo tanto, es capaz de modelar licuefacción estática dentro de un marco de ingeniería de sonido. Una característica destacada del suelo es que existe sobre un espectro de relación de vacío y que la relación de vacío real (o densidad relativa) afecta el comportamiento mecánico del suelo. NORSAND es un modelo constitutivo apropiado para el suelo, ya que explica los cambios en el comportamiento del suelo causados por cambios en su relación de vacío.

Los parámetros de entrada del suelo en el modelo son:

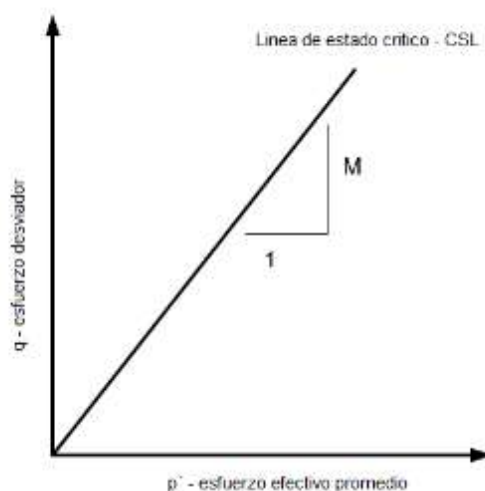
- Altitud de la línea de estado crítico (CSL) definida a 1 kPa,  $\Gamma$ , rango típico: 0.9-1.4
- Pendiente de la línea de estado crítico (CSL), definida en base "e", rango típico: 0.01 - 0.07
- Relación de fricción crítica, compresión triaxial como condición de referencia,  $M_{tc}$ , rango típico: 1.2 - 1.5
- Coeficiente de acoplamiento volumétrico,  $N$ , rango típico: 0.2 – 0.45
- Módulo de endurecimiento plástico para carga, a menudo es una función del ángulo de dilatación  $\Psi$ , rango típico: 50 – 500
- Relaciona la mínima dilatación a  $\Psi$ ,  $X_{tc}$ , rango típico: 2.5 – 4.5
- Rigidez al cortante adimensional,  $I_r$ , rango típico: 100-800

- Relación de Poisson, rango típico: 0.1 – 0.3

e) Enfoque Critical State (estado crítico):

El nombre “estado crítico” se deriva de la teoría de una condición particular del suelo llamada por Casagrande (1936) como la relación de vacíos crítica.

La línea de estado crítico (CSL) representa la resistencia desarrollada en grandes deformaciones cuando la resistencia al corte y el volumen permanecen constantes con la deformación continua. La resistencia del estado crítico a veces también se conoce como resistencia del estado estacionario. Fundamentalmente, las definiciones de estado crítico y de estado estacionario son ligeramente diferentes, pero a efectos prácticos las dos pueden considerarse análogas, **Figura 299**:



**Figura 299.** Espacio q-p' y línea de estado crítico (CSL). Fuente: Modificado de Manual GesoStudio (2018)

Donde:

q = representa el cortante en una muestra de suelo, y es igual a  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ . Con  $\sigma_1$  igual al esfuerzo principal mayor y  $\sigma_3$  igual al esfuerzo principal menor.

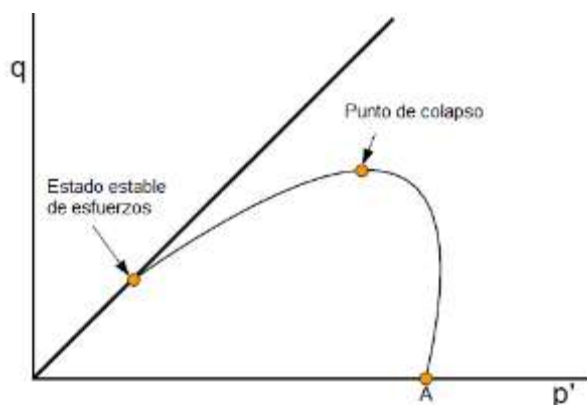
$p'$  = es el esfuerzo efectivo promedio, se determina como  $(\sigma'_1 - \sigma'_2 - \sigma'_3) / 3$

M = es la pendiente de la CSL en un espacio q-p'. Se relaciona al ángulo de fricción interna efectivo  $\Phi'$  por:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

**Ecuación 157**

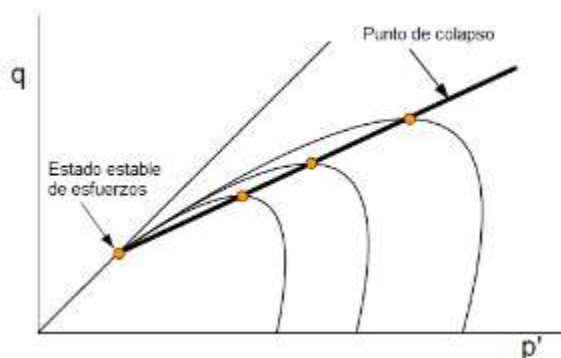
Considerando un ensayo triaxial no drenado sobre una arena suelta consolidada a un estado isotrópico de esfuerzos representado por el punto A en la **Figura 300**:



**Figura 300.** Trayectoria de esfuerzos efectivos para una arena suelta en un ensayo triaxial no drenado. Fuente: Modificado de Manual GesoStudio (2018)

Al cargar, la trayectoria de esfuerzos efectivos sigue una ruta curva con aumento del esfuerzo desviador hasta que se encuentre la tensión máxima del desviador, denominada punto de colapso. En ese punto, existe una tendencia repentina a la compresión volumétrica, es decir, al colapso, que se compensa con un aumento rápido y grande de las presiones de agua de los poros. El rápido aumento de las presiones de poro conduce a una disminución del esfuerzo efectivo medio y del esfuerzo desviador. La rápida disminución del esfuerzo desviador, que puede verse como una pérdida de fuerza, se denomina licuefacción. La trayectoria de la fuerza finalmente se cruza con la CSL, en cuyo punto el esfuerzo efectivo medio, el esfuerzo desviador y la relación de vacíos permanecen constantes con un mayor corte.

Si se ejecutan una serie de ensayos triaxiales no drenados sobre una serie de muestras a la misma relación de vacíos inicial, se puede trazar una línea sobre los puntos de colapso, la trayectoria de esfuerzos se verá como en la **Figura 301**.



**Figura 301.** Superficie de colapso. Fuente: Modificado de Manual GesoStudio (2018)

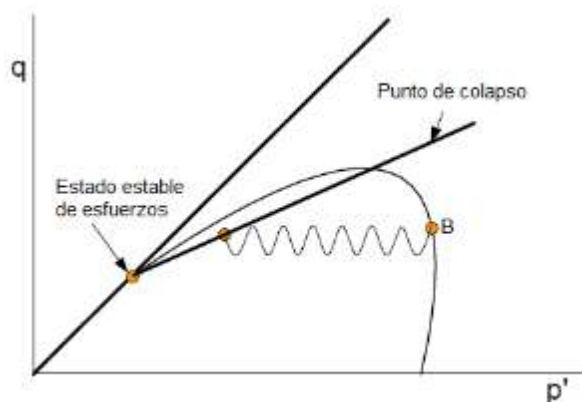
Se ha demostrado claramente mediante investigaciones que la estructura de la arena puede colapsar durante la carga completamente drenada, así como también durante la carga no drenada. El colapso puede ocurrir en un ángulo de fricción movilizado  $\Phi_m$  que está muy por debajo del ángulo de fricción efectivo convencional  $\Phi'$ .

El hecho de que el colapso de la estructura de arena suelta pueda iniciarse durante una carga completamente drenada es fundamental para comprender la estabilidad de las pendientes de arena. El inicio del colapso durante la carga drenada puede dar como resultado:

- a) Una respuesta de tipo licuefacción sin drenaje que resulta en una rápida pérdida de fuerza (descrita anteriormente); o
- b) Una respuesta drenada que se caracteriza por una disminución en la relación de vacío (es decir, colapso).

Podría concluirse que el escenario (b) mejoraría la estabilidad de una pendiente porque la disminución en la relación de vacíos conduce a una estructura de granos más estable. Esto, sin embargo, no es necesariamente el caso, porque el colapso en una región de una pendiente causaría la redistribución de tensiones a otras regiones de la pendiente. Esto a su vez promovería una falla en la pendiente.

La carga cíclica también puede conducir a la licuefacción, como se ilustra en la **Figura 302**. Si se considera un suelo con estado de esfuerzos representado por el Punto B y sujeto a una carga cíclica, la carga cíclica provoca un aumento continuo de las presiones de poro (y, por lo tanto, una disminución de los esfuerzos efectivos promedio) hasta que la ruta de tensión cíclica se cruza con la superficie del colapso. Bajo condiciones saturadas y sin drenaje, la arena puede licuarse y la fuerza caerá repentinamente a lo largo de la superficie de colapso hasta el punto de estado estacionario.



**Figura 302.** Trayectoria de esfuerzo cíclico de B a la superficie de colapso. Fuente: Modificado de Manual GesoStudio (2018)

Finalmente, en el desarrollo de este trabajo se estudiarán la aplicabilidad de modelos constitutivos avanzados para la modelación de licuación.

### **V.3. Caracterización del proyecto y modelo geotécnico**

#### **V.3.1. Generalidades**

##### *V.3.1.1. Descripción general del proyecto*

APM Terminals (APMT) tiene previsto desarrollar y construir una terminal de contenedores en Moín, Costa Rica. En agosto del 2011, el Gobierno de Costa Rica firmó un acuerdo de concesión por 33 años con APMT para diseñar, financiar, operar y mantener la Terminal de Contenedores de Moín (TCM).

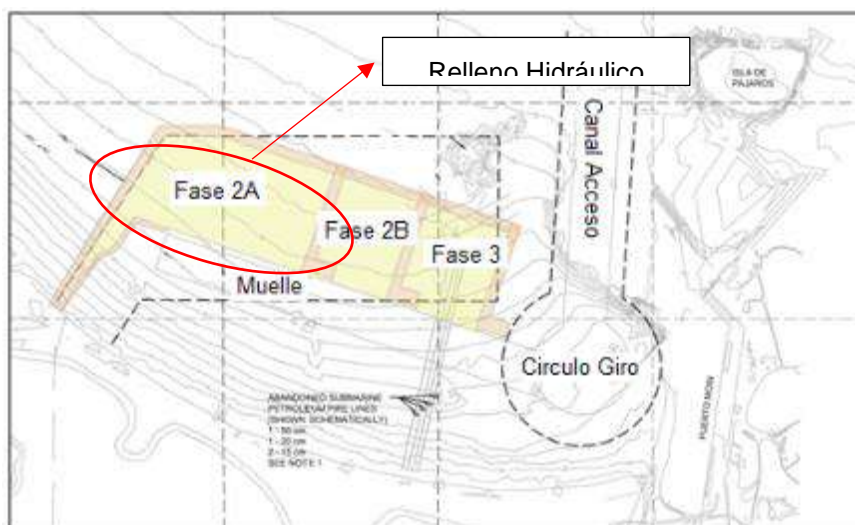
Hay dos puertos existentes en las cercanías: Puerto Limón y Puerto Moín. La nueva terminal se construirá cerca de Puerto Moín y se construirá en tres fases: Fases 2A, 2B y 3.

La fase inicial (Fase 2A) consiste de cerca de 1500 m de construcción de rompeolas, dragado y recuperación de tierras, la construcción de 600 m de estructura de muelle, la construcción de aproximadamente 40 H de terrenos tomados al mar para ser utilizados como patio de contenedores, edificios e instalaciones de apoyo y la coordinación con las autoridades locales para desarrollo de las conexiones con otras facilidades en la costa. Cuando se haya completado la Fase 2A, se incluirán seis grúas pórtico para barcos súper-post Panamax.

El sitio está ubicado a lo largo de la costa Caribe de Costa Rica, en la bahía de Moín, que se encuentra a inicios 7 km al oeste de la ciudad portuaria de Limón, aproximadamente a un norte 1107580 y este 270014.







**Figura 304.** Vista en planta general del proyecto de reclamación. Ubicación del relleno hidráulico 2A. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)

### **V.3.2. Descripción geológica del sitio**

#### **V.3.2.1. Geología regional**

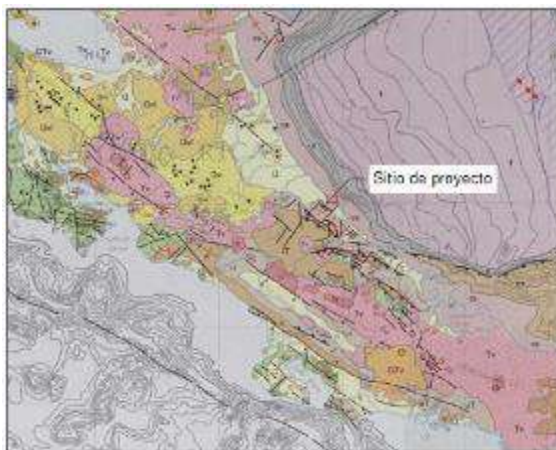
La topografía de Costa Rica es altamente indicativa de procesos tectónicos complejos. Tres placas que interactúan son los motores de los mecanismos principales de la tectónica de la zona de Centroamérica, e incluyen las placas Cocos, Caribe, y Nazca. En el lado del Pacífico de Costa Rica, la placa oceánica Cocos se subduce debajo de la Placa Caribe en la parte noroeste del país, lo que resulta en fosas de subducción a lo largo de la costa oeste, orogénesis y volcanismo en la parte central del país, y fallas corticales a lo largo de todo el país.

La geología de Costa Rica es relativamente joven, con rocas más antiguas de finales del Cretácico, unos 80 millones de años antes del presente. La estructura general consiste en rocas ígneas extrusivas e intrusivas cubiertas con sedimentos marinos y roca volcánica joven que ha sido elevada cuando las placas convergen. El levantamiento resultante de la subducción ha creado cuatro cordilleras (cadenas montañosas) que atraviesan Costa Rica de noroeste a sureste. Listadas de este a oeste, estas cordilleras son Guanacaste, Aguacate, Central y Talamanca. Estas forman el perímetro del Valle Central, donde se encuentra la ciudad capital de San José. La actividad volcánica es frecuente en la parte central del país, como resultado de la subducción de la placa Cocos, con seis volcanes actualmente activos a lo largo de la Cordillera de Guanacaste y la Cordillera Central.

#### V.3.2.2. *Geología local*

El sitio del Proyecto está ubicado en la costa de la provincia de Limón, inmediatamente al noroeste del promontorio Limón mencionado. El principal grupo geológico de esta zona es el grupo Limón, que consiste de cuatro diferentes formaciones del Mioceno inferior al Plioceno (aproximadamente de 2 a 28 Ma), que del más joven al más viejo son: formación Uscan (superior a 3,5 Ma), formación río Banano (3,2 a 3,5 Ma), formación Quebrada Chocolate (3,0 a 3,2 Ma), y formación Moín (1,5 a 3,0 Ma). Durante el Plioceno y el Pleistoceno, la deposición marina se produjo en el área formando aguas poco profundas, salobre y arcillas y areniscas, junto con los depósitos de arrecife. Se prevé que esto es cuando el sedimento que comprende la formación Moín fue depositado.

Los mapas geológicos indican que el sitio del proyecto consiste principalmente en depósitos cuaternarios (Q), muy probablemente a partir de depósitos aluviales y costeros. Por lo general, estos depósitos conciten de sedimentos finos, compuestos de arenas finas, limos y arcillas. La sedimentación del río se considera el origen primario de los depósitos en tierra, mientras que las zonas costeras más cercanas están influenciadas por procesos marinos. La **Figura 305** muestra el mapa geológico de Costa Rica, señalando especialmente el sitio de proyecto:



**Figura 305.** Mapa geológico de la Costa Rica – Sitio de proyecto. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)

No se conoce información acerca de formaciones del lecho de roca en el sitio. Hallazgos de coral/secciones de arrecife han sido reportados en anteriores estudios geotécnicos cerca del rompeolas que rodea el Puerto de Moín y cerca de la isla Pájaros.

### **V.3.3. Parámetros sísmicos – amenaza sísmica**

El proyecto de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín, cuenta con un estudio de amenaza sísmica particular. Se consultó dicho estudio del cual se resumen los principales resultados obtenidos y aplicables al diseño del muro de tablestacas para el muelle de remolcadores.

Se utilizaron procedimientos probabilísticos y determinísticos de análisis del riesgo sísmico (PSHA y DSHA, respectivamente) fueron utilizados en el estudio para pronosticar los movimientos sísmicos para una condición de referencia de sitio:

- El método probabilístico permite la inclusión explícita de los rangos de las posibles interpretaciones de los componentes del modelo, incluyendo la geometría de la fuente sísmica y, los parámetros y ecuaciones predictivas del movimiento telúrico, para estimar los niveles de movimientos sísmicos del suelo en una localización para diferentes probabilidades de ocurrencia. Las incertidumbres en la geometría del modelo y los parámetros se incorporan en el análisis probabilístico mediante el uso de un árbol de lógica que refleja la calidad de la información disponible.
- El método determinístico evalúa el movimiento telúrico en una localización generado por terremotos en fuentes sísmicas cercanas controladoras mediante el uso de ecuaciones predictivas del movimiento telúrico para estimar movimientos sísmicos del suelo, con independencia de la probabilidad de ocurrencia. Puede ser estimado, tanto la mediana (percentil 50) y el percentil 84 de los movimientos sísmicos del suelo de las ocurrencias de sismos máximos en estas fuentes sísmicas controladoras.

El análisis se realizó para una referencia de condición de afloramiento de sitio (outcropping) con una velocidad promedio de ondas cortantes ( $V_s$ ) de 400 m/s (un sitio de suelo rígido) y para los valores espectrales de hasta 3 segundos. El límite de 3 segundos se impuso porque es el período más largo que abarca todos los modelos terrestres de atenuación de movimiento seleccionados. La velocidad de referencia de condición de sitio con una velocidad promedio de ondas cortantes de 400 m/s es consistente con el rango de velocidades en el suelo rígido medido durante las exploraciones geotécnicas de campo.

Los resultados del análisis probabilístico se expresan en términos de relaciones entre las amplitudes horizontales de PGA, respuesta espectral de aceleraciones, y las frecuencias anuales de excedencia. Estas relaciones se conocen comúnmente como curvas de riesgo.

Los resultados obtenidos en el estudio indican que el riesgo sísmico en el sitio de Terminal es alto. Las PGA medias horizontales en suelo rígido para periodos de retorno de 72 años y 475 años (que corresponde al 50 por ciento y 10 por ciento de probabilidades de excedencia en 50 años, respectivamente) están alrededor del 0,14g y 0,58g, respectivamente. La media PGA horizontal para el terremoto de 2.475-años (equivalente a una probabilidad de 2 % de excedencia en 50 años) se estima que es 1,12g.

Los espectros de respuesta determinados a partir de los análisis de riesgo específicos de sitio de movimientos sísmicos de suelo, que se resumen en el **Cuadro 29**, fueron comparados con el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR). De conformidad con CSCR 2010, el sitio de la Terminal se encuentra en una zona sísmica III, con un período de retorno PGA de 475-años (Terremoto Fuerte) de 0,33g con una clasificación de Sitio de Cimentación S2 (sitio con Vs entre 350 a 760 m/s). Como se puede ver el Código Sísmico de Costa Rica basado en PGA es menor que la correspondiente PGA 475 años calculada en este estudio sísmico específico de sitio. Esto es probablemente debido a la diferencia en cómo las fuentes sísmicas fueron modeladas y los efectos de bloque colgante considerados en el estudio actual.

**Cuadro 70.** Aceleraciones horizontales (5% de amortiguamiento, afloramiento de suelo rígido, Vs = 400 m /s, efectos de directividad rumbo normal). Fuente: Modificado de APM Terminals (2016)

Periodo (s)	Valores de aceleración de espectros de respuesta, g			
	72 años	475 años	975 años	2475 años
PGA	0.14	0.58	0.80	1.12
0.1	0.26	1.13	1.58	2.25
0.2	0.31	1.31	1.86	2.60
0.4	0.24	0.98	1.41	2.10
0.6	0.17	0.74	1.08	1.60
1.0	0.14	0.52	0.79	1.27
2.0	0.09	0.30	0.47	0.79
3.0	0.08	0.22	0.35	0.59

Con base en los resultados de los análisis realizados, el estudio de amenaza sísmica realizado por APM Terminals recomienda los siguientes movimientos sísmicos del suelo para ser adoptados para el diseño de las instalaciones de la Terminal:

- D. Nivel Operativo ante un Terremoto (OLE): un terremoto que corresponde a una probabilidad del 50 por ciento de ser excedido en 50 años o un terremoto con un período de retorno de 72 años.
- E. Nivel de Contingencia ante un Terremoto (CLE): un terremoto que corresponde a una probabilidad del 10 por ciento de ser excedido en 50 años o un terremoto con un período de retorno de 475 años.
- F. Terremoto de Último Nivel (ULE): un terremoto que corresponde a  $2/3$  de la probabilidad del 2 por ciento de ser excedido por un terremoto en 50 años (o  $2/3$  de un terremoto con un período de retorno de 2475 años). Nótese que la ULE también se conoce como el terremoto de diseño a nivel de código (DE).

El comportamiento estructural de estos tres niveles de sacudidas sísmicas debe cumplir los siguientes criterios, basados en los requerimientos de funcionamiento del muelle:

- Debido a un OLE, el muelle no debe tener ninguna interrupción en las operaciones. Las fuerzas y deformaciones OLE, no deberán resultar en daño estructural significativo. Todos los daños, si los hubiere, deben ser superficiales en esencia y localizados, observables visualmente y accesibles. Las reparaciones no deberán interrumpir las operaciones del muelle.
- Debido a un CLE, puede haber una pérdida temporal de las operaciones que deben ser restauradas en pocos meses. Fuerzas y deformaciones CLE, no pueden resultar en comportamientos estructurales inelásticos controlados y deformaciones limitadas permanentes. Todo el daño debe ser reparable y debe ser localizado donde sea visualmente observable y accesible para su reparación.
- Debido a la ULE, las fuerzas y las deformaciones no deberían resultar en el colapso del muelle y el muelle debería ser capaz de soportar los pesos muertos de diseño, además del peso muerto de las grúas. La seguridad de la vida debería ser mantenida.

Con base en el estudio de vulnerabilidad sísmica, específico para este proyecto, se analizó el comportamiento dinámico del relleno de reclamación empleado registros sísmicos con contenidos de frecuencias y duraciones tales que permitan contrastar el comportamiento del relleno ante un sismo que se consideraría típico ( $M=4$  por ejemplo) y un sismo con

periodo de retorno alto, para lo cual se seleccionó el registro de aceleraciones del sismo de Limón en 1991.

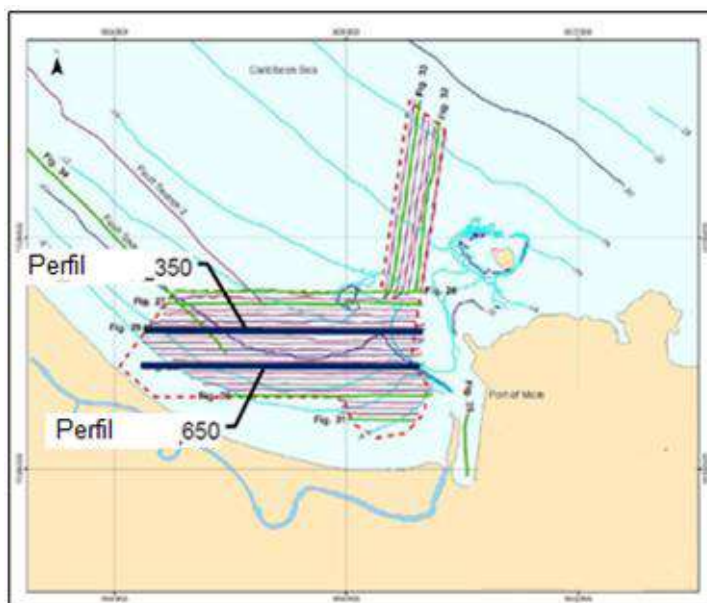
#### **V.3.4. Propiedades de los materiales**

##### *V.3.4.1. Investigación geotécnica realizada*

##### **V.3.4.1.1. Geofísica**

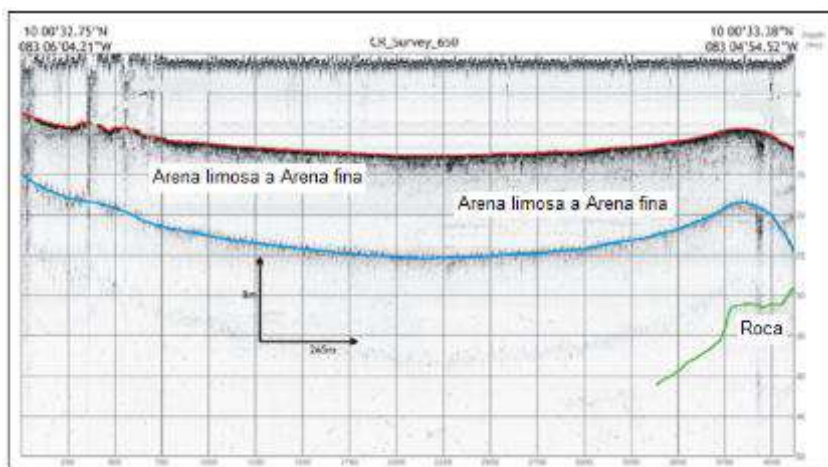
Se elaboró un perfilamiento de alta resolución del subfondo dentro de la huella del sitio del Proyecto. Un perfilador IKB Seistec para el subfondo unido al MV Fairy Bell fue utilizado para recopilar un total de 32 líneas de sondeo, con interlineado de unos 50 m. Todos los datos se corrigieron para la altura y posición usando un punto de referencia en la costa ligado con un sistema de posicionamiento global diferencial (DGPS) por medio de un kinematic (RTK) en tiempo real.

Los resultados del levantamiento incluyeron estimaciones del espesor de la capa superior del suelo y la identificación de las elevaciones rocosas en la parte este del sitio del Proyecto. La siguiente **Figura 306** muestra la ubicación de los perfiles de geofísica dentro del área de la isla:



**Figura 306.** Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: APM Terminals (2016)

La **Figura 307** presenta el perfil geológico obtenido mediante geofísica, justo en el área prevista para la construcción del muelle:



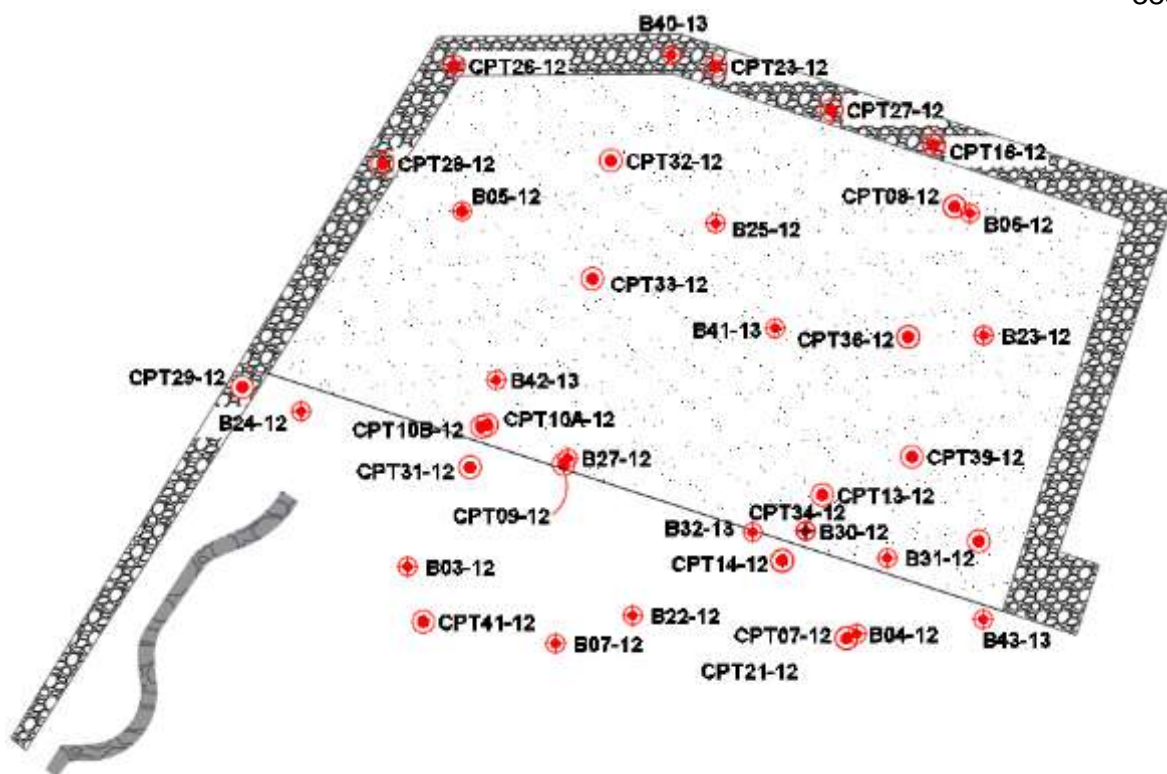
**Figura 307.** Ubicación de perfiles de geofísica 350 y 650. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).

Según se observa en la figura anterior, se estima la ubicación del fondo marino en la cota -10 m, se define una capa de espesor igual a 10 m aproximadamente constante de arena limosa a arena fina.

#### V.3.4.1.2. Exploración geotécnica

El programa de exploración de campo para el proyecto incluyó una investigación geofísica multicanal, perforaciones geotécnicas y sondeos con conos de penetración realizadas en tierra y en altamar, mediciones de velocidad de onda cortante, SPT y CPTU.

La **Figura 308** muestra la exploración geotécnica específica realizada para el sitio de muelle de remolcadores:



**Figura 308.** Perforaciones BH/SPT y ensayos CPTu realizados propiamente en la zona de relleno de reclamación. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).

Según se observa en la figura anterior, se emplean los sondeos B (bore hole) con los ensayos CPT para elaborar cortes geotécnicos que permitan definir la estratigrafía más adecuada para modelación.

El **Cuadro 71** resume de manera general la campaña de exploración geotécnica realizada para la TCM y que es fuente de información para el diseño de la tablestaca anclada para el muelle de remolcadores:



**Cuadro 71.** Resumen investigación geotécnica realizada. Fuente: APM Terminals (2016)

<b>Exploración de campo</b>	<b>Numero de exploraciones</b>	<b>Propósito de las exploraciones</b>
Investigación Geofísica	2 perfiles	Levantamientos batimétricos, perfil geofísico y ensayos de chorro.
Perforaciones Geotécnicas	En la costa: 2 En alta mar: 29	Caracterización de la superficie y recolección de muestras perturbadas y no perturbadas para ensayos de laboratorio. Ubicaciones seleccionadas fueron usadas también para mediciones de velocidad de onda cortante y ensayos presiométricas.
Ensayos de Cono de Penetración (con medición de presión de poro)	En la costa: 6 En alta mar: 35	Caracterización subsuelo usando una recogida continua de datos a profundidad.
Ensayos de Velocidad de Onda	En la costa: 6 En alta mar: 4	Medición de velocidad de onda cortante y onda de compresión usando SDMT y en ubicaciones de las perforaciones usando el registro de suspensión.
Ensayos de Penetración Estándar (SPT)	En alta mar: 186	Mediciones de energía del martinete utilizado durante la realización de perforaciones geotécnicas SPT
Ensayos Presiométricas	En alta mar: 14 ensayos en 2 perforaciones	Evaluar en sitio la rigidez, la compresibilidad y la resistencia.

#### V.3.4.1.3. Ensayos de laboratorio

El objetivo del programa de ensayos de laboratorio fue medir las propiedades índices, el comportamiento en consolidación, humedad-densidad, y fuerzas de cortante de las

muestras de suelo recogidas en las perforaciones geotécnicas para análisis de ingeniería. En general, se ejecutaron ensayos de: contenido de humedad, límites de Atterberg, ensayos triaxiales y ensayos de consolidación. Un resumen de las propiedades físico - mecánicas obtenidas se puede consultar en el **Cuadro 72**.

### ***V.3.5. Modelo geotécnico***

#### *V.3.5.1. Generalidades*

A partir de los datos obtenidos de la campaña geotécnica in situ y de laboratorio, se determinó que la estratigrafía se compone de cinco unidades de suelos interpretadas, encontrados en el lugar del Proyecto. Sin embargo, estas unidades de suelo no están distribuidas uniformemente en capas a través del sitio, sino que simplemente representan los diferentes materiales de suelo encontrados. Estas unidades de suelo son las siguientes:

- Unidad de Arena y Limo
- Unidad de Suelo Interestratificado
- Unidad de Arcilla Gruesa
- Unidad de Arena y Grava
- Unidad de Suelo semi rígido

#### *V.3.5.2. Estratigrafía*

##### *V.3.5.2.1. Unidad de suelo arena y limo*

El material predominante encontrado en las exploraciones se componía fundamentalmente de arena gris oscura pobremente graduada (SP) a arena limosa (SM) a limo arenoso (ML). Esta unidad de suelo consistió en limo arenoso (ML) en aguas profundas (profundidades superiores a 12 m) y la transición a una arena pobremente graduada fina (SP), cerca de la costa. En la parte oeste del sitio del Proyecto, el material se vuelve más grueso, la transición de arena de grano fino a arena de grano medio aumenta hacia el oeste del Río Moín. El espesor de esta unidad se observó entre 4 y 10 m, con una elevación inferior de alrededor de -15 m en toda el área del Proyecto. Es posible que este material esté rutinariamente en un ciclo de ser arrastrado, transportado y depositado por las corrientes marinas cercanas a la costa y la acción de las olas, dando como resultado variaciones estacionales de espesor en toda el área del Proyecto.

##### *3.3.1.1. UNIDAD DE SUELO ESTRATIFICADO*

La arena y arena limosa descrita anteriormente transiciona en una zona de interestratificaciones de arena, limo y arcilla. Por lo general, esta unidad consistía en arena

limosa interestratificada (SM) a limo (ML) en la parte superior, la transición a una interestratificada de arcilla arenosa (CL) a una arcilla liviana (CL) y arcilla gruesa (CH) con la profundidad. En perforaciones realizadas y CPT realizados a lo largo del sitio, la unidad tenía una gran variabilidad en su elevación de transición y espesor general. A lo largo de la mayor parte del sitio, esta unidad varió en grosor desde 5 a aproximadamente 20 m. Sin embargo, a lo largo del rompeolas oeste, los espesores aumentaron, con algunas exploraciones que muestran que la unidad era de más de 50 m de espesor.

#### V.3.5.2.2. Unidad de arcilla gruesa

En varias perforaciones y CPT a través de todo el sitio una unidad distinta compuesta de alta plasticidad, de grano fino del suelo fue observada. Clasificaciones de campo de este material variaron de arcilla liviana (CL) a arcilla gruesa (CH) a limo elástico (MH), pero los ensayos de laboratorio generalmente clasifican esta unidad como una arcilla gruesa (CH) con poco o nada de arena. El material era generalmente de un color gris oscuro, con variaciones de color café y oliva.

#### V.3.5.2.3. Unidad de arena y grava

Varias perforaciones y CPT identificaron una zona de material de grano grueso en la proximidad del muelle Fase 2A y terrenos de respaldo. Desde las muestras SPT y de núcleo de roca ejecutadas dentro de esta unidad consistieron en arena limosa, arena, grava limosa y grava arcillosa. El espesor típico observado para esta unidad fue de 2 a 9 m, con un promedio de aproximadamente 5 m.

#### V.3.5.2.4. Unidad de suelo semirrígido (mudstone)

Para propósitos de ingeniería la unidad inferior o del sitio del Proyecto consiste en una unidad sedimentaria de suelo semi rígido. Se cree que está experimentando litificación, el proceso en el que el sedimento se convierte en roca sólida a través de procesos naturales de la cementación, cristalización y compactación. No está claro si este suelo rígido se asocia con la formación Moín. Sin embargo, dado que el suelo semi rígido está experimentando litificación, el material encontrado en las perforaciones y sondeos variaron de una arcilla rígida a una roca suave. El suelo semi rígido encontrado en el sitio del Proyecto varía de arcillas semi rígidas a limos semi rígidos a arenas semi rígidas. Este suelo se puede definir como depósitos de arcilla litificada que exhiben un comportamiento plástico cuando está Humedo y son los depósitos más extendidos y abundantes en la Tierra.

### V.3.6. Características físico - mecánicas de los materiales

#### V.3.6.1. Generalidades

Se presentan en esta sección las propiedades índices, de resistencia y elásticas producto de la campaña geotécnica in situ y ensayos de laboratorio realizadas por el diseñador responsable del proyecto.

Para el presente estudio, no se realizaron ensayos de laboratorio adicionales, todas las propiedades fueron obtenidas de la información generada por APM Terminals.

#### V.3.6.2. Propiedades índice

Se presenta en el **Cuadro 72** los resultados promedio obtenidos de los ensayos de contenido de humedad, limite líquido, limite plástico y calificación según el sistema SUCS.

**Cuadro 72.** Resumen propiedades índice de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A.  
Fuente: APM Terminals (2016)

Unidad / Estrato	$\gamma$ total (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ seco (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
Arena a Arena							
Limosa a Limo Arenoso	17.3	12.3	-	-	-	-	SM
Inter estratificado							
Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	16.9	11.9	45	45	17	28	CL
Arcilla Gruesa	16.7	11.7	47	53	29	24	CH
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	18.9	14.5	-	-	-	-	SM
"Mudstone" Suave	18.0	13	35	80	40	40	-
"Mudstone"	18.0	13	35	80	40	40	-
Mezcla Suelo							
Profunda (Deep Soil Mix)	17.3	-	-	-	-	-	-

$\gamma$  total: Peso unitario total

$\gamma$  seco: Peso unitario seco

LP: Limite plástico

IP: Índice de plasticidad

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Unidad / Estrato	$\gamma$ total (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ seco (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
------------------	--	---------------------------------------	----------	-----------	-----------	-----------	------

W: Contenido de humedad  
natural

LL: Limite liquido

#### V.3.6.3. Resistencia al corte

Se presentan en **Cuadro 73** los valores definidos para los parámetros de resistencia al corte. Se presentan parámetros drenados, totales y no drenados. Respecto a la resistencia al corte no drenado,  $S_u$ , se estableció como una relación paramétrica en función del esfuerzo vertical efectivo en sitio ( $S_u / \sigma'_v$ ).

**Cuadro 73.** Resumen de parámetros de resistencia al corte de las unidades de suelo para TCM–Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016)

Unidad / Estrato	Esfuerzos Efectivos		Esfuerzos Totales		Resistencia No Drenada		SPT (N1) <sub>60</sub>
	$\Phi'$ (grad)	$c'$ (kPa)	$\Phi_{total}$ (grad)	$c$ (kPa)	$S_u / \sigma'_v$	Min. $S_u$ (kPa)	Golpes / 30 cm
Arena a Arena							
Limosa a Limo Arenoso	32	0	-	-	-	-	14
Inter estratificado							
Limo / Arcilla	30	0	22	0	0.35	42	7
Arenosa / Arcilla Gruesa							
Arcilla Gruesa	23	0	12.5	5	0.26-0.40	37	5
Arena Limosa / Grava / Grava	36	-	-	-	-	-	36
Arcillosa							
“Mudstone” Suave	-	-	-	-	-	170	
“Mudstone”	-	-	-	-	-	400	
Mezcla Suelo							
Profunda (Deep Soil Mix)	-	-	-	-	180	-	

Unidad /	Esfuerzos Efectivos		Esfuerzos Totales		Resistencia No Drenada	SPT (N1) <sub>60</sub>	
Estrato	$\Phi'$	$c'$	$\Phi_{total}$	$c$	$S_u / \sigma'_v$	Min. $S_u$	Golpes / 30 cm
	(grad)	(kPa)	(grad)	(kPa)		(kPa)	

$\Phi'$ : Angulo de fricción interna efectiva  $S_u$ : Esfuerzo cortante sin drenar

$\Phi_{total}$ : Angulo de fricción interna total  $S_u / \sigma'_v$ : Relación de esfuerzo cortante sin drenar a esfuerzo efectivo en sitio

$c'$ : Cohesión efectiva

$c$ : Cohesión total

#### V.3.6.4. Parámetros elásticos

Se presentan en el **Cuadro 74** los valores definidos para los elásticos, para cada unidad de suelo definida. Dichos parámetros son esenciales para la realización de una modelación numérica por elemento finito.

**Cuadro 74.** Resumen de parámetros elásticos coeficiente de Poisson y  $K_o$  de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016)

Unidad / Estrato	$\nu$	$K_o$
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	0.27-0.30	0.41
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	0.33	0.50
Arcilla Gruesa	0.45	0.61
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	0.27-0.30	0.41
“Mudstone”	0.49	0.54
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	0.23	0.50

E: Modulo elástico

$\nu$ : relación de Poisson

$K_o$ : Coeficiente de empuje en reposo

#### V.3.6.5. Parámetros de consolidación (capas blandas)

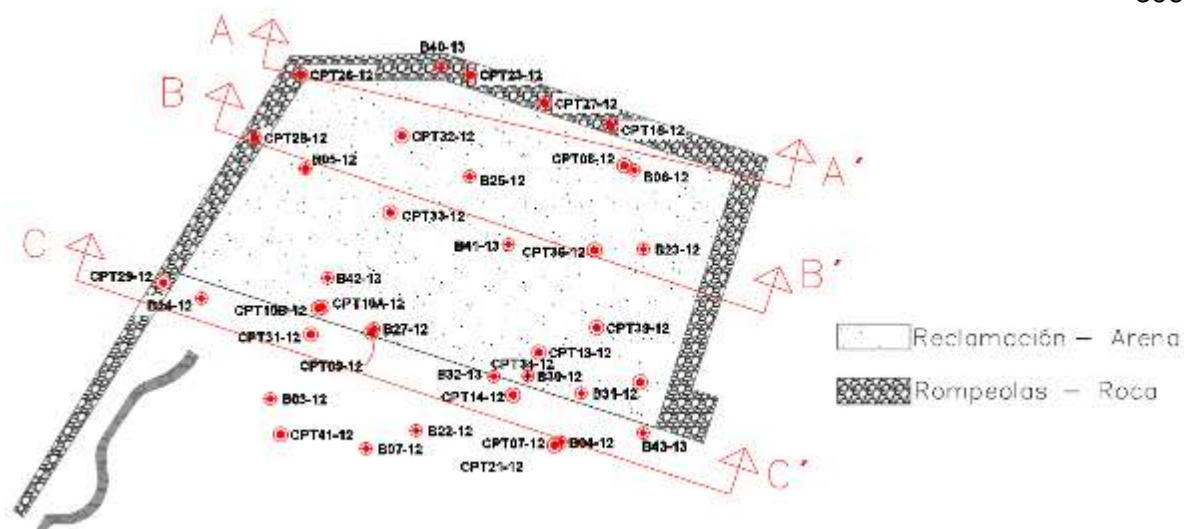
Se presentan en el **Cuadro 75** los valores definidos para los parámetros de consolidación, para cada unidad de suelo definida:

**Cuadro 75.** Resumen de parámetros de consolidación de las unidades de suelo para TCM –Fase 2A. Fuente: APM Terminals (2016)

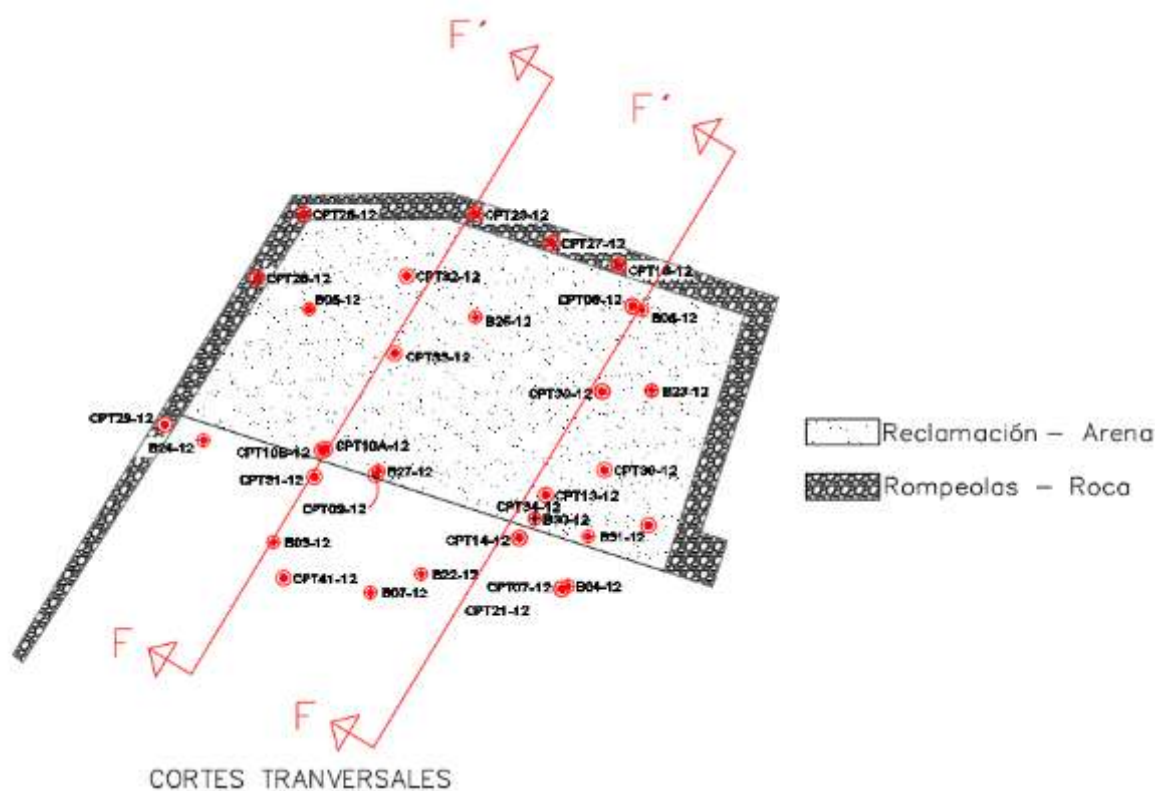
Unidad / Estrato	OCR	$e_o$	$C_c$	$C_{re}$	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$C_{vr}$ (cm <sup>2</sup> /s)
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	-	-	-	-	-	-
Inter estratificado Limo / Arcilla	1.46-	1.11-	0.14-	0.007-	0.0030	0.010-
Arenosa / Arcilla Gruesa	1.58	1.37	0.16	0.010		0.013
Arcilla Gruesa	1.60-	1.21-	0.19-	0.015	0.001-	0.007
	1.62	1.38	0.26		0.002	
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	-	-	-	-	-	-
“Mudstone” Suave	1.55-	0.88-	0.12-	0.002-	0.001-	0.002
	2.66	1.04	0.55	0.046	0.003	
“Mudstone”	1.55-	0.88-	0.12-	0.002-	0.001-	0.002
	2.66	1.04	0.55	0.046	0.003	
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	-	-	-	-	-	-
OCR: relación de sobre consolidación			$C_{vr}$ : Coeficiente de Consolidación, re-compresión			
$e_o$ : Relación de vacíos inicial			$C_{ce}$ : Relación de compresión			
$C_{re}$ : Relación de re-compresión			$C_v$ : Coeficiente de Consolidación			

### V.3.7. Modelo geotécnico

A partir de la distribución de ensayos en sitio, se planteó un total de 3 perfiles longitudinales respecto a la costa y 2 perfiles transversales respecto al eje de costa. La selección de estos perfiles se basó en la información geotécnica disponible y la ubicación de los sondeos, de tal manera que permiten trazar perfiles aproximadamente espaciados. Se determinó además que la estratigrafía se mantiene relativamente constante en todos los perfiles. La **Figura 309** y **Figura 310** muestran las geometrías definidas:



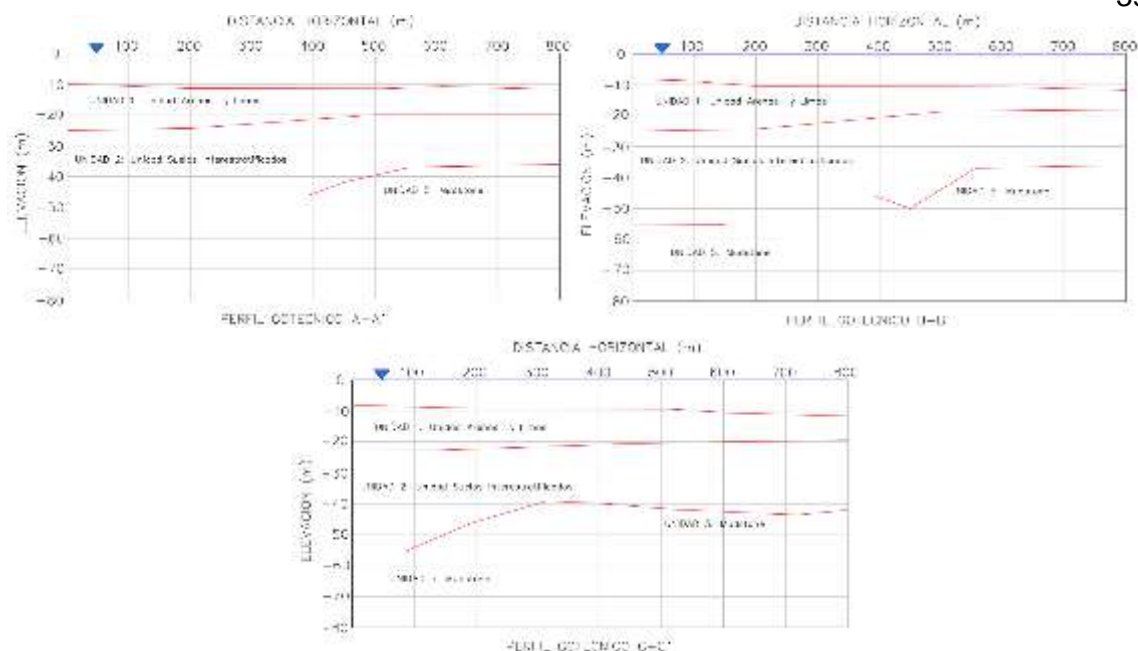
**Figura 309.** Perfiles longitudinales analizados. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).



**Figura 310.** Perfiles longitudinales analizados. Fuente: Modificado de APM Terminals (2016).

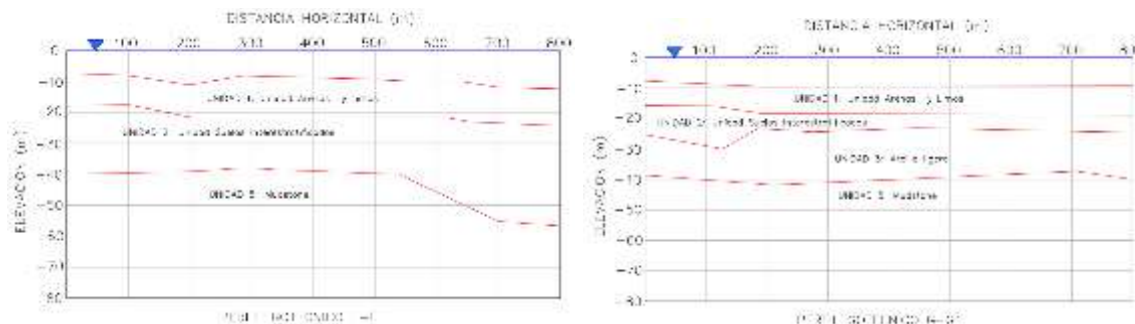
En la **Figura 311** se muestra la geometría de las capas detectadas en los perfiles longitudinales A-A', B-B' y C-C':





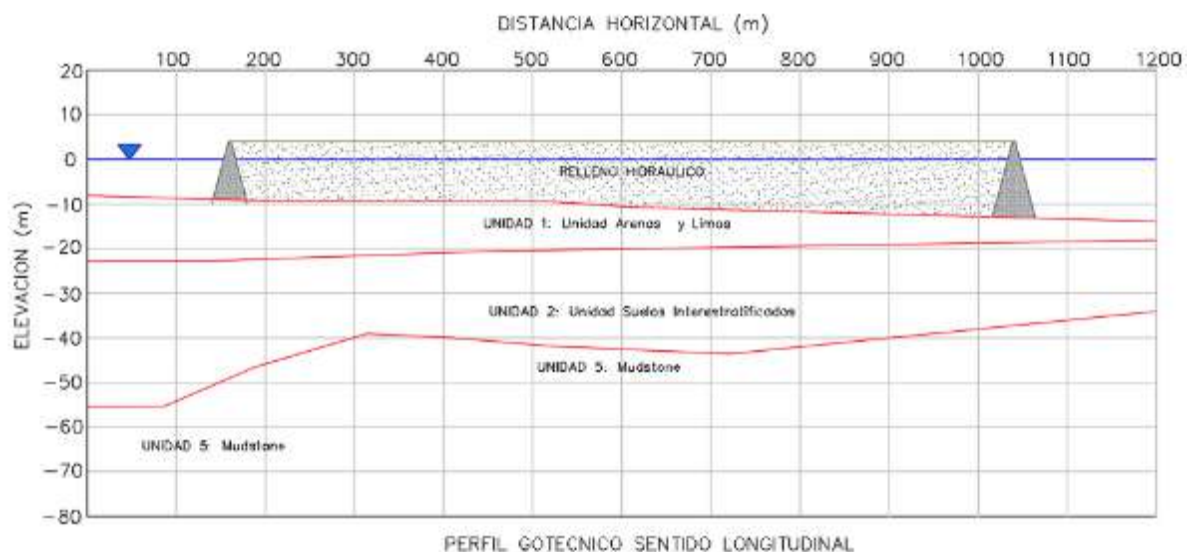
**Figura 311.** Estratigrafía por los cortes A-A, B-B y C-C.

En la **Figura 312** se muestra la geometría de las capas detectadas en los perfiles transversales FF y GG:

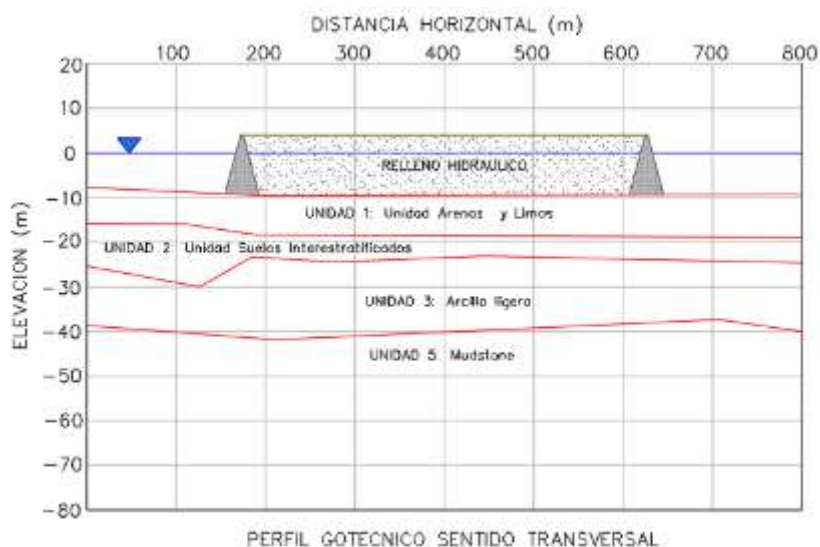


**Figura 312.** Estratigrafía por los cortes F-F y G-G.

A partir de la información anterior, se definió un perfil longitudinal y un perfil trasversal que se consideran representativos. Se plantean dos perfiles con el fin de considerar el efecto de la longitud del relleno (figura rectangular) en una y otra dirección, en su respuesta dinámica. La **Figura 313** y **Figura 314** presentan el perfil longitudinal y transversa de análisis, respectivamente:



**Figura 313.** Perfil de análisis longitudinal.



**Figura 314.** Perfil de análisis transversal.

Las propiedades físico-mecánicas para cada una de las capas establecidas en los perfiles mostrados en **Figura 313** y **Figura 314** se resumen en el **Cuadro 76**:

**Cuadro 76.** Propiedades físicas mecánicas empleadas en el modelo geotécnico y para modelación numérica estática/dinámica. Fuente: Elaboración propia.

Unidad/Estrato	SUC S	$\gamma_{total}$ kN/ m <sup>3</sup>	$\Phi'$ o	$c'$ kPa	$(N_1)_{60}$ /30 cm	$\nu$ -	$V_s$ m/s	E MPa	Go MPa
Relleno arena de dragado sin mejorar	SP-SM	17.0	27	-	10	0.3	195	161	62.0
Relleno arena de dragado mejorada	SP-SM	19.5	36	-	35	0.3	365	598	230
Columna agua marina	-	9.81	-	-	-	-	-	-	-
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	SP-SM	17.3	36	-	17	0.3	255	294	113
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	CL-ML	17.0	30	-	7	0.3	160	113	43.6
Arcilla	CL-ML	16.9	20	14	4	0.45	125	78	26.9
Mudstone	NA	18.8	38	-	45	0.35	410	823	305
Material rompeolas – Roca redondeada	Grava	20.0	-	-	-	0.3	-	500	300

Fuente: según Seed e Idriss;  $V_s = 61.4N^{0.5}$  /  $G = E/2(1+\nu)$

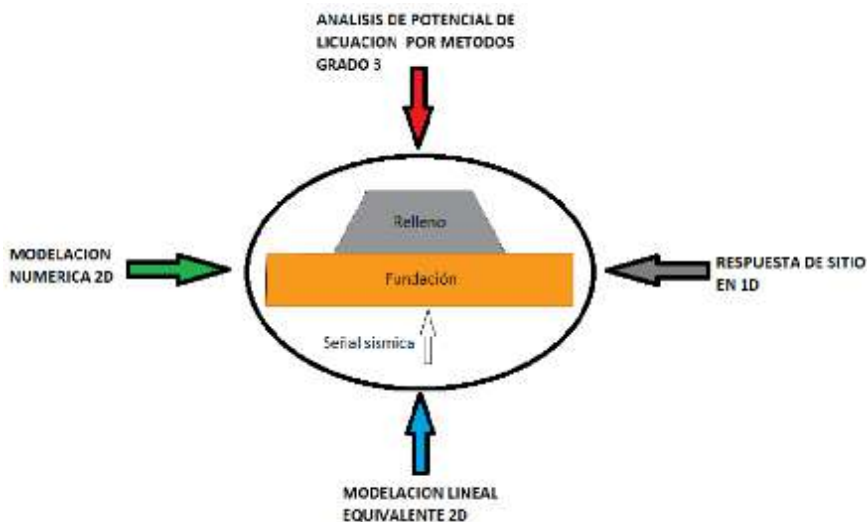
#### V.4. Análisis y diseño geotécnico

##### V.4.1. Generalidades y justificación

El desarrollo del presente trabajo de investigación aplicado se desarrolla en torno a el comportamiento dinámico de los suelos ante señales sísmicas. Para realizar este análisis se emplea como referencia el proyecto de a Nueva Terminal de Contenedores de Mein, específicamente el relleno que conforma la plataforma o patio de almacenaje de contenedores. Dicho relleno se construyó mediante el vertido sucesivo de material dragado (recuperado) del fondo marino, el material consistió en arena que por el proceso de dragado adquiere las propiedades de una arena limpia y muy suela.

Las dimensiones del relleno son 800 m de largo por 450 m de ancho, se eleva desde el fondo marino (aproximadamente en la cota 10 msnm) hasta la cota +4 msnm, estas dimensiones obedecen a un diseño logístico y de dinámica de costas, por lo que son tomados como parámetros de entrada.

A partir de la geometría establecida y de la caracterización geotecnica, se establece la metodología de análisis geotécnico mostrada en la **Figura 315** :



**Figura 315.** Plan de análisis del problema planteado.

De acuerdo con la **Figura 315** mostrada anteriormente, se realiza un análisis convencional para estimar el potencial de licuación y estimar las profundidades susceptibles a licuación. Los resultados obtenidos únicamente brindan una idea de las zonas susceptibles a licuación. Posteriormente se realiza un análisis de respuesta de sitio convencional empleando el software ProShake, lo que permite determinar el comportamiento de la señal sísmica a través de los diferentes estratos, este análisis se considera del tipo unidimensional con método lineal equivalente, dicho análisis es contrastado con un análisis numérico 1D usando el software Quake/W de la casa Gestudio.

Seguidamente se realiza un análisis bidimensional de la obra usando los softwares Quake/W y el software GTX de la casa MIDAS. En los análisis bidimensionales el objetivo primordial es la modelación de la generación de exceso de presión de poro producida por esfuerzo de corte cíclico inducidos por la señal sísmica.

En cuanto a las señales sísmicas de análisis, para el caso de los análisis de licuación convencionales, se emplearon las aceleraciones y magnitudes definidas en el estudio de amenaza sísmica específico para el proyecto, como se muestra en la sección de Parámetros sísmicos – amenaza .

Para el caso de los modelos numéricos dinámica, se decidió emplear una señal fuerte que consistió del sismo de Limón en 1991, que tuvo su epicentro en la costa de Moín, con una  $M=7.7$  y aceleración máxima horizontal de  $0.2g$ , se complementó con la revisión del caso de

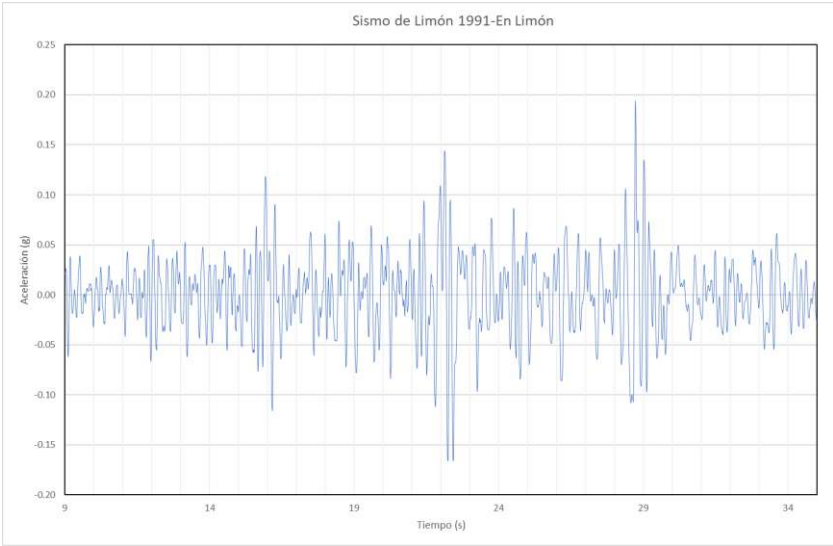
una señal débil que se podría considerar como “el sismo típico” con magnitud baja y que es común en el entorno sísmico de Costa Rica, para ello se empleó la señal del sismo de Samara en 2012, con una  $M=7.2$  y una aceleración máxima horizontal medida en la estación de Limón de 0.025g, en una condición atenuada. En las siguientes secciones se describen brevemente las señales sísmicas empleadas.

**V.4.2. Señales sísmicas**

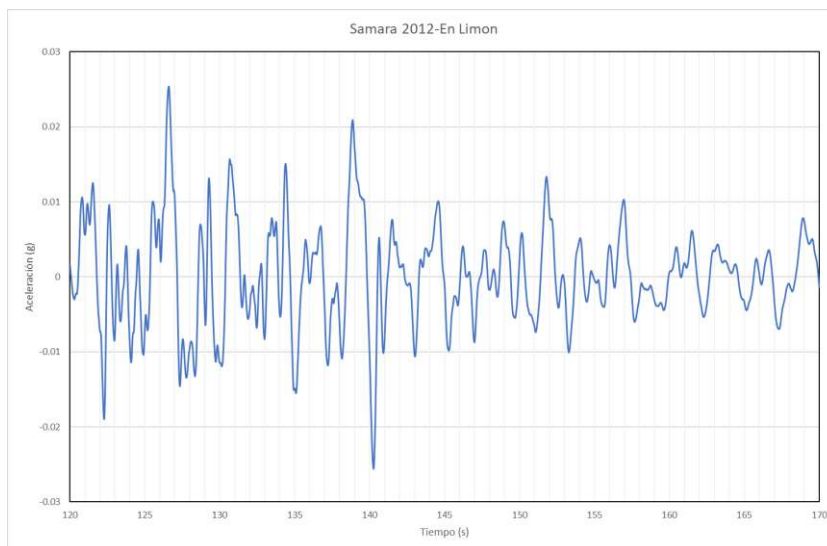
Las señales sísmicas empleadas en este trabajo consisten del acelerograma registrado para el sismo de Limón 1991 registrado en Limón y el Acelerograma del sismo de Samara 2012 registrado en Limón. La **Figura 316** y **Figura 317** muestran los registros de aceleración para ambos sísmicos respectivamente. El **Cuadro 77** resume las principales características de los sismos empleados:

**Cuadro 77.** Características de los sismos empleados

Sismo	Magnitud	PGA (%)	Sitio de registro	Rango tiempo empleado (s)
Limón, 1991	7.7	0.20	Limón	9-35
Samara, 2012	7.2	0.025	Limón	120-170



**Figura 316.** Acelerograma para el sismo de Limón, 1991, señal registrada en Limón. Recortado al periodo de 9 a 35 s.



**Figura 317.** Acelerograma para el sismo de Samara, 2012, señal registrada en Limón. Recortado al periodo de 120 a 170 s.

#### **V.4.3. Potencial de licuación**

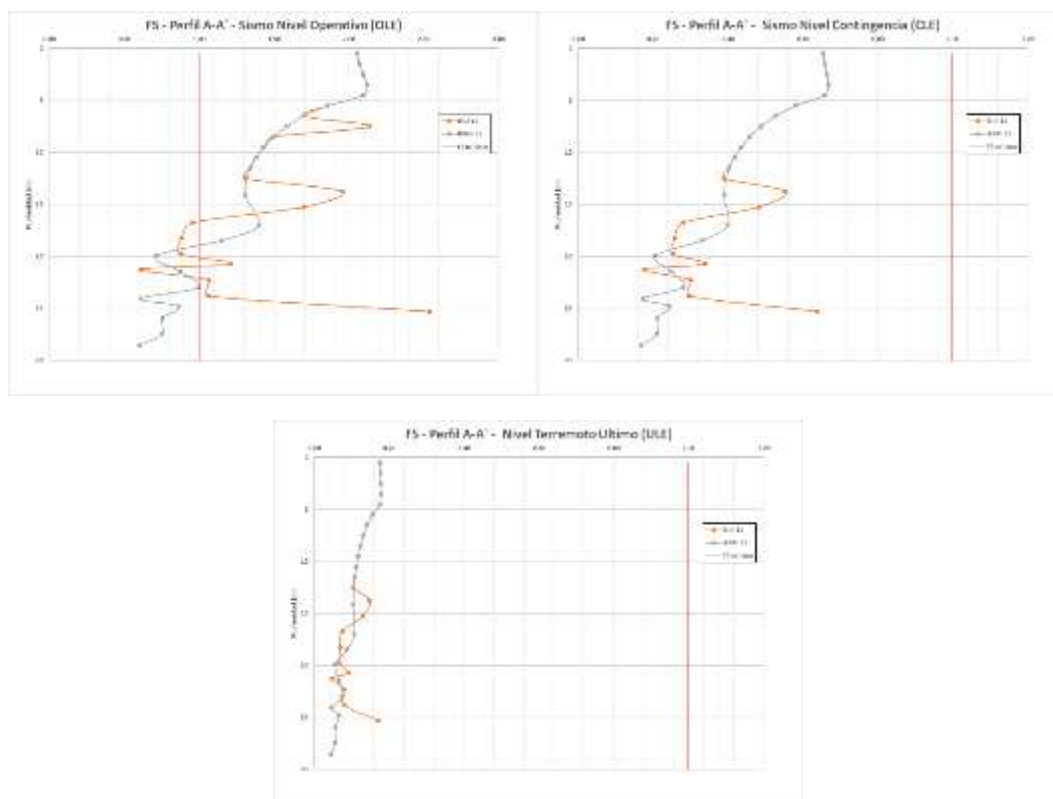
Se evaluó el potencial de licuación de cada uno de los perfiles expuestos en la sección V.3.7, se emplearon los métodos empíricos basados en los ensayos SPT y CPT, según se exponen en la sección V.2.3.

Los análisis se realizaron para cada perfil geotécnico planteado: A-A', B-B', C-C', F-F' y G-G'.

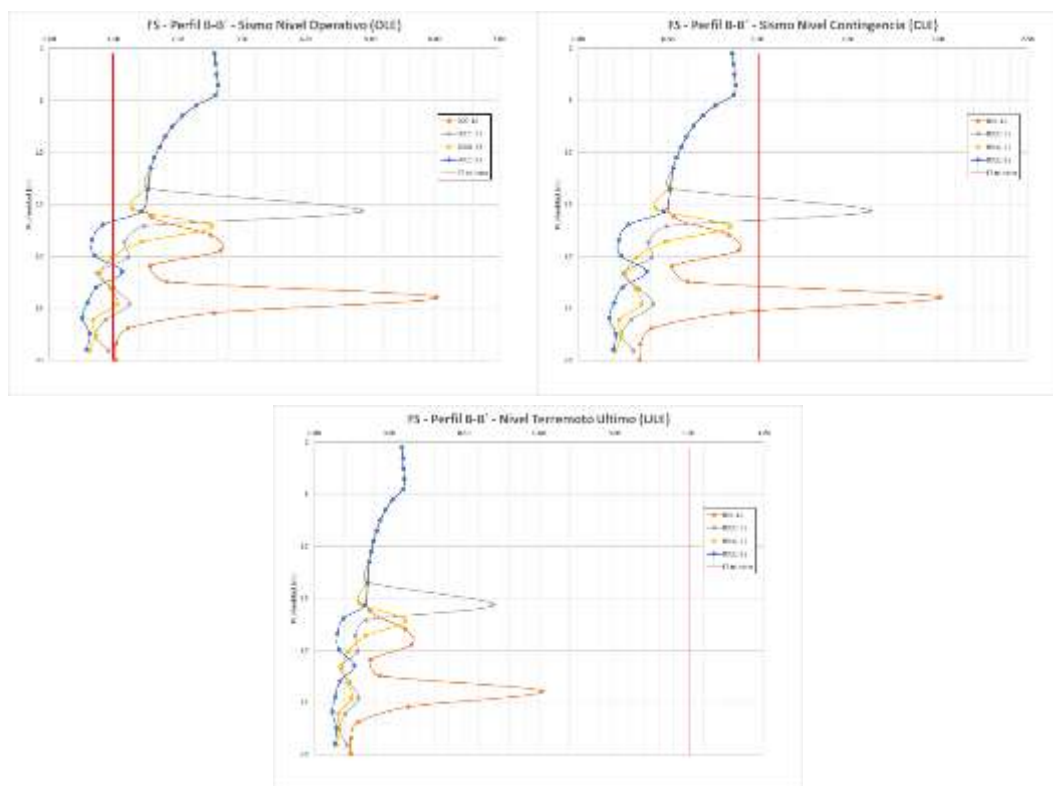
La demanda sísmica en términos de esfuerzos cíclicos (CSR) fue estimada para las condiciones de nivel sísmico que se establecen dentro del análisis de amenaza sísmica para el proyecto y que se exponen en III.3.3, a saber:

- Terremoto Nivel Operativo (OLE):  $M=7.0$ ,  $a/g=0.1$ , periodo de retorno de 72 años.
- Terremoto Nivel Contingencia (CLE):  $M=7.7$ ,  $a/g=0.3$ , periodo de retorno de 475 años.
- Terremoto Nivel Ultimo (ULE):  $M=7.7$ ,  $a/g=1.12$ , periodo de retorno de 2475 años.

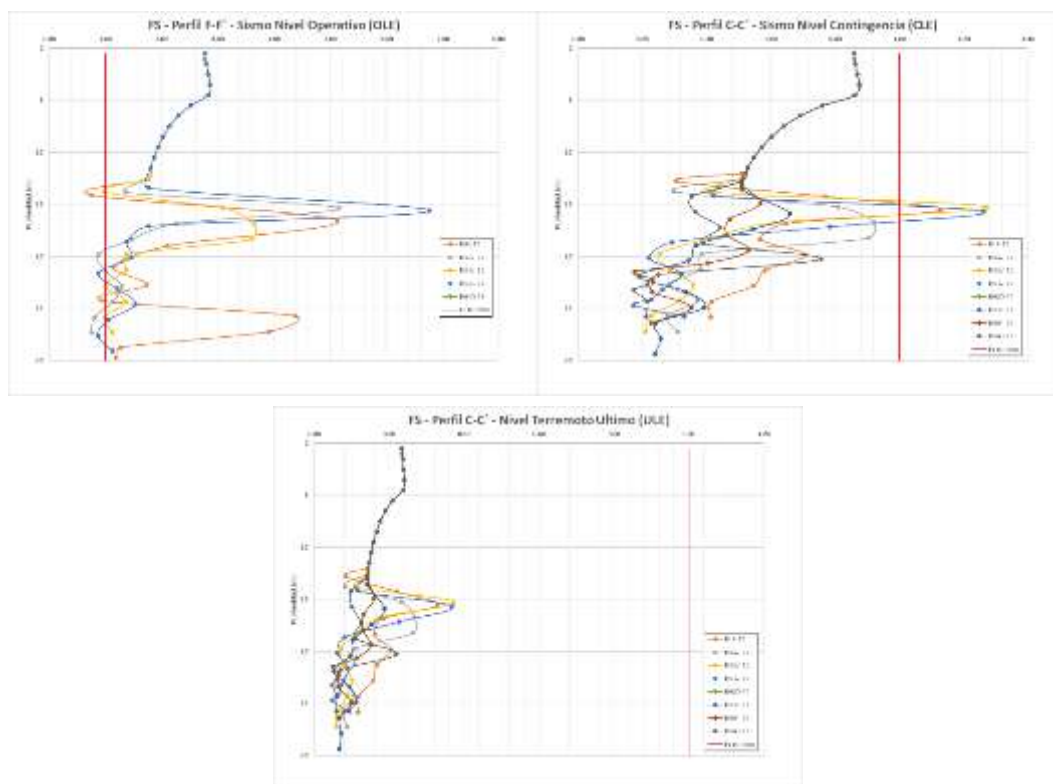
**Figura 318, Figura 319, Figura 320, Figura 321 y Figura 322** presentan los gráficos de Factor de Seguridad en función de la profundidad medida desde la superficie del relleno de reclamación usando los ensayos SPT en sitio y la metodología Seed-Boulanger de 2014:



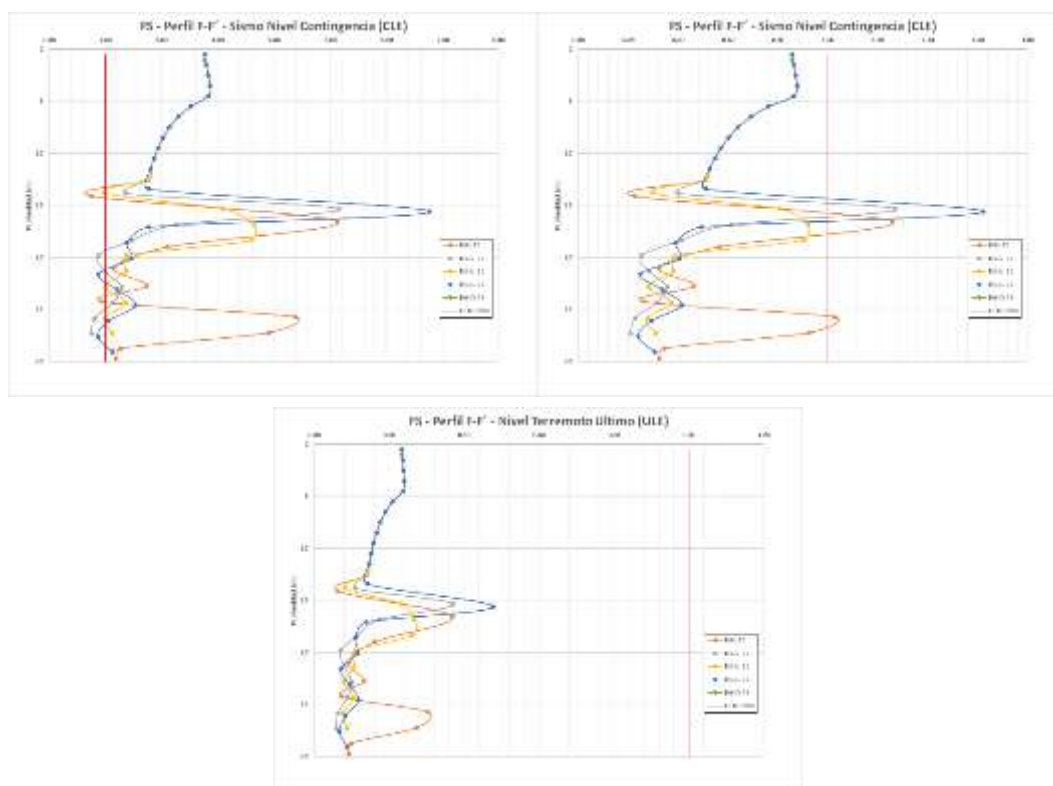
**Figura 318.** Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil A-A'.



**Figura 319.** Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil B-B'.

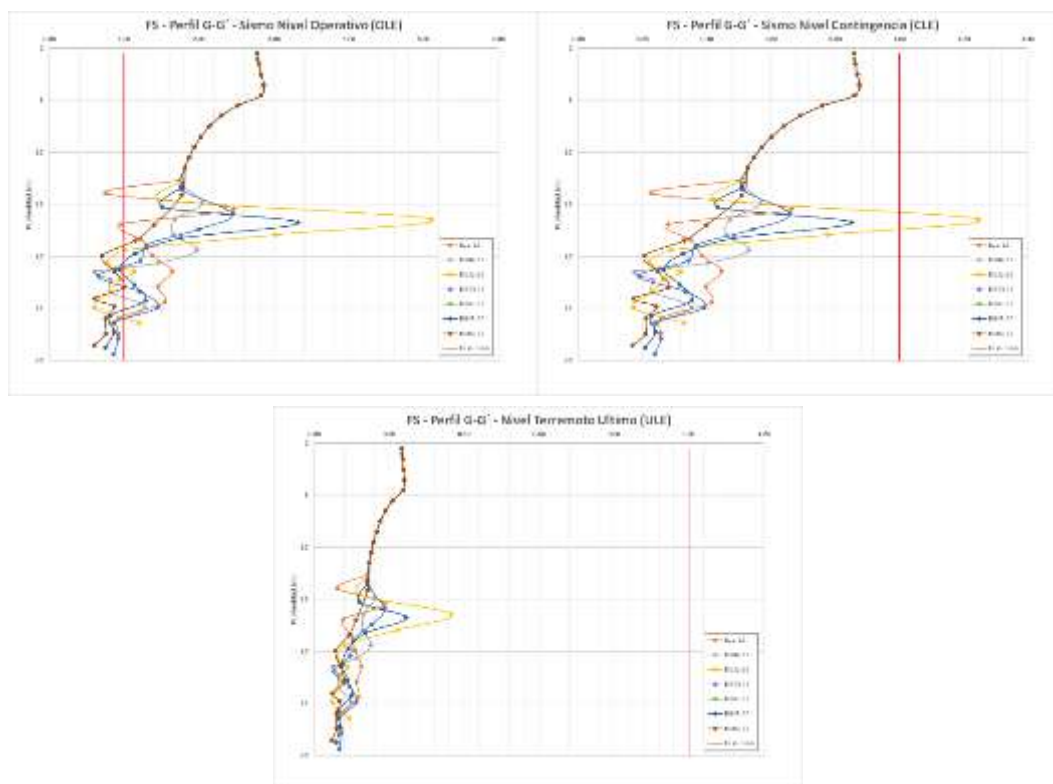


**Figura 320.** Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil C-C'.



**Figura 321.** Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil F-F'.



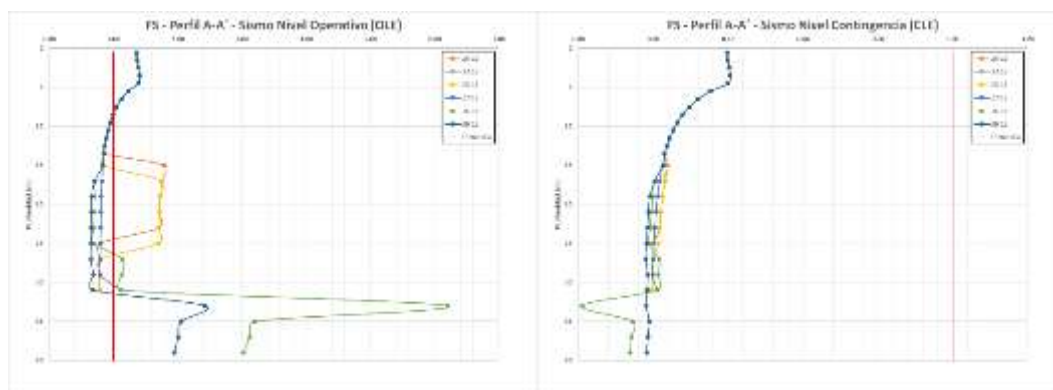


**Figura 322.** Análisis de licuación a partir de valores de SPT para el perfil G-G'.

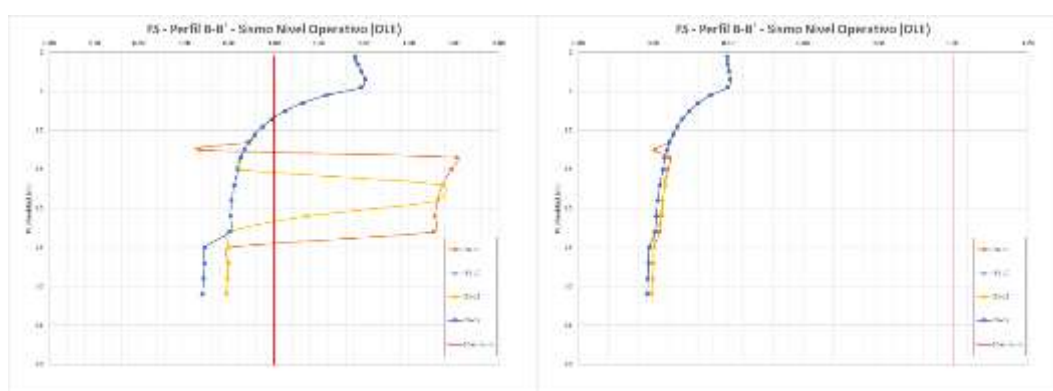
De los resultados obtenidos usando la metodología Seed-Boulanger (2014) y que se muestran en **Figura 318**, **Figura 319**, **Figura 320**, **Figura 321**, **Figura 322**, se puede inferir que ante una demanda de nivel operativo (OLE) no se presenta licuación en el relleno y no se presenta licuación en capa de arena donde se cimienta el relleno. Las restantes capas no son susceptibles a licuación asociado a los levados contenidos de partículas finas (>50%).

Cuando se evalúa la susceptibilidad para el nivel de contingencia (CLE), se da un cambio drástico que indica licuación tanto en el relleno como en la capa de arenas que subyace a este. Finalmente, cuando se analiza el nivel ultimo (ULE), el colapso de la estructura es evidente.

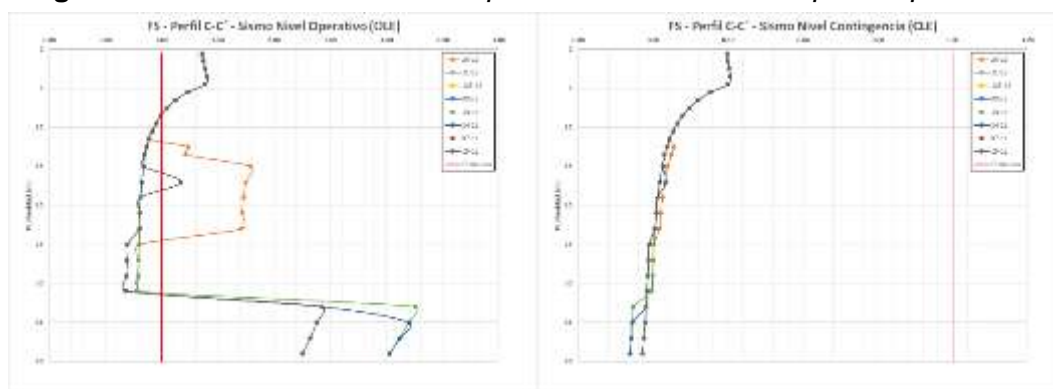
A continuación, se presenta el análisis de susceptibilidad a la licuación empleando las lecturas obtenidas del ensayo CPT, se emplea la metodología Seed-Boulanger de 2014. Las lecturas de CPT fueron extraídas de los registros de esfuerzos de punta ya que no se contaba con el registro continuo de datos, se decidió usar intervalos de 1 m para dichas lecturas.



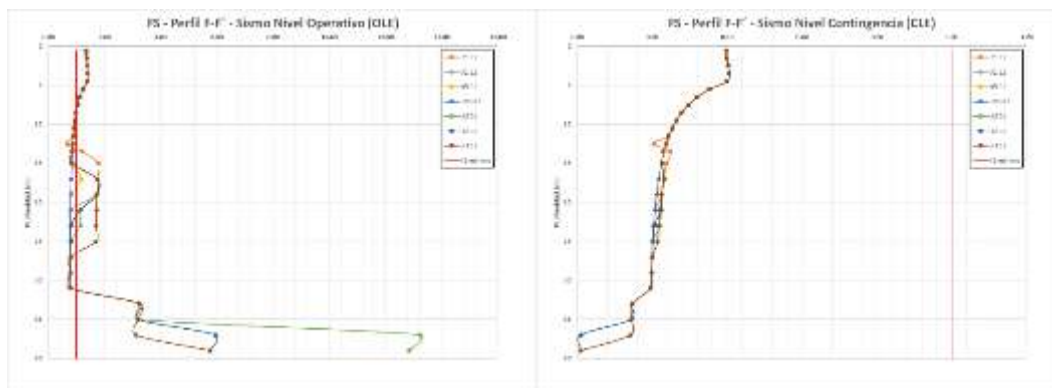
**Figura 323.** Análisis de licuación a partir de valores de CPT para el perfil A-A'.

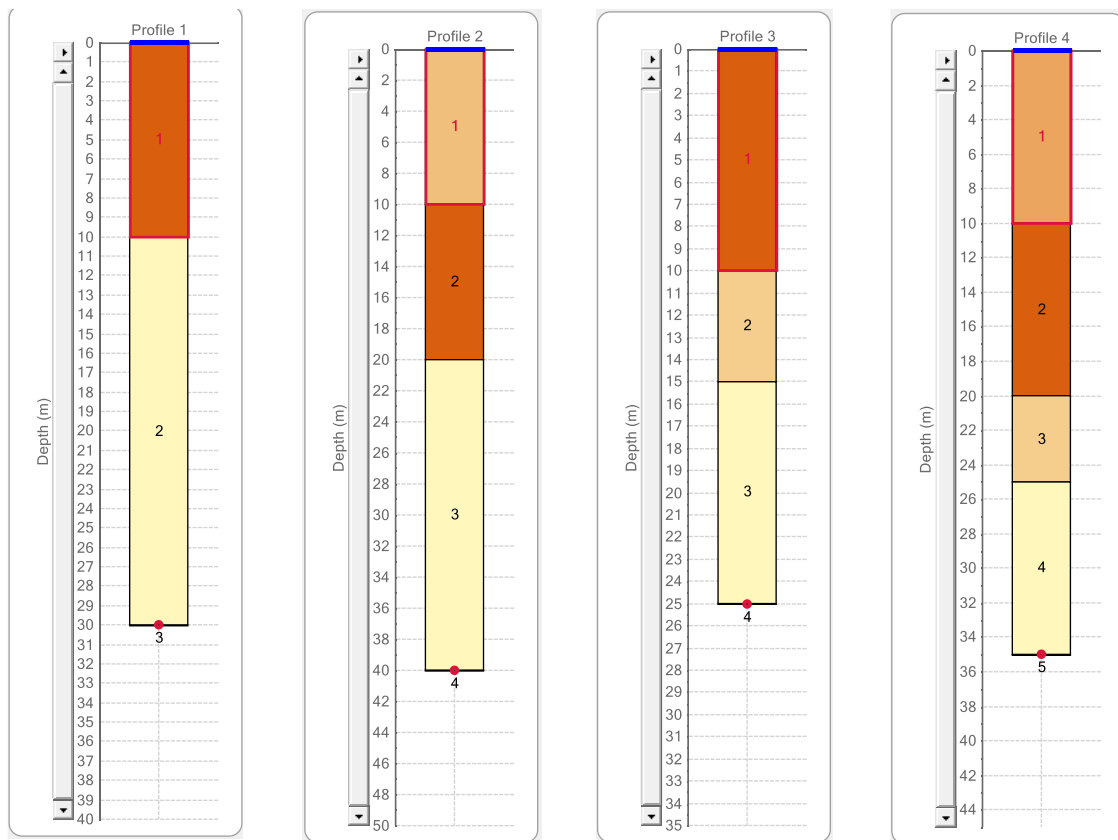


**Figura 324.** Análisis de licuación a partir de valores de CPT para el perfil B-B'.



**Figura 325.** Análisis de licuación a partir de valores de CPT para el perfil C-C'.





3 capas sin relleno

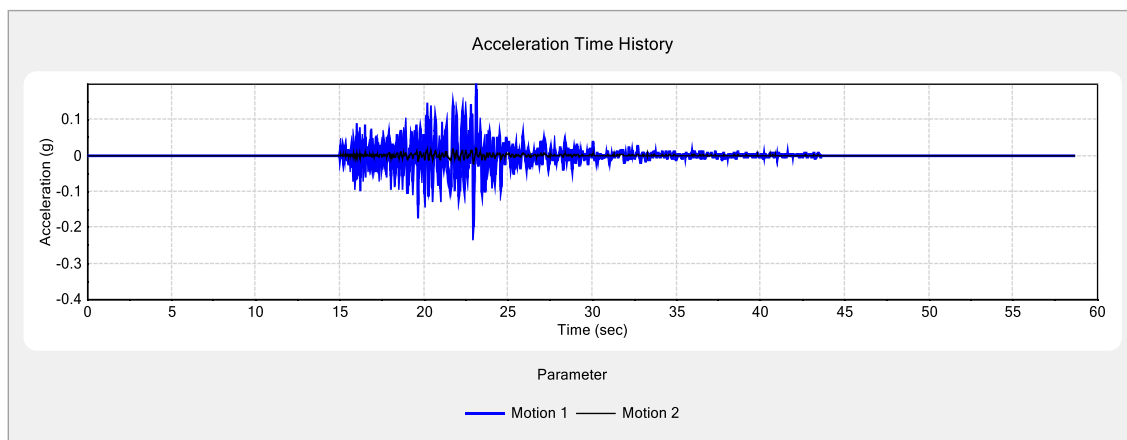
3 capas con relleno

4 capas sin relleno

4 capas con relleno

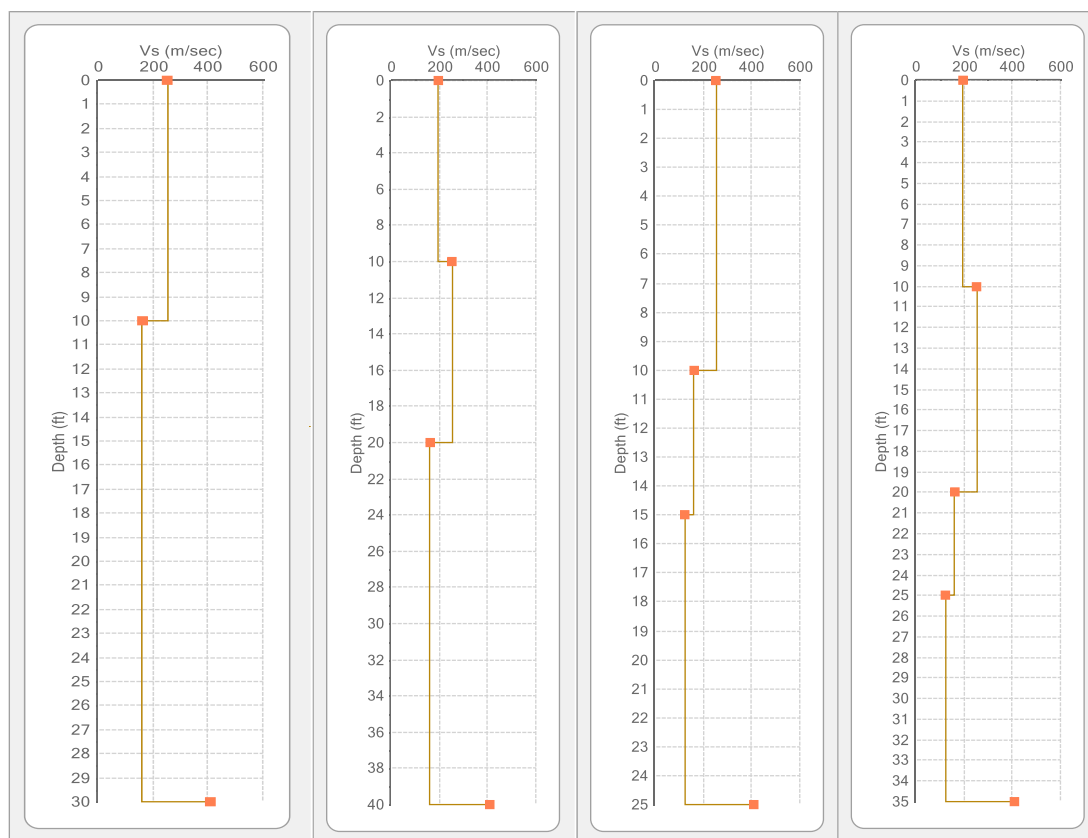
**Figura 328.** Modelos unidimensionales analizados. Fuente: Resultados Proshake

Se emplearon los softwares Proshake y Quake/W. Para el caso del software Proshake, se tuvo la limitación de que dicho software únicamente permite usar registros sísmicos precargados, para poder tener resultados comparables con softwares que permiten el uso de acelerogramas personalizados, se usó el acelerograma del sismo Northridge escalado a 0.20g y 0.025g, como se observa en la **Figura 329**:



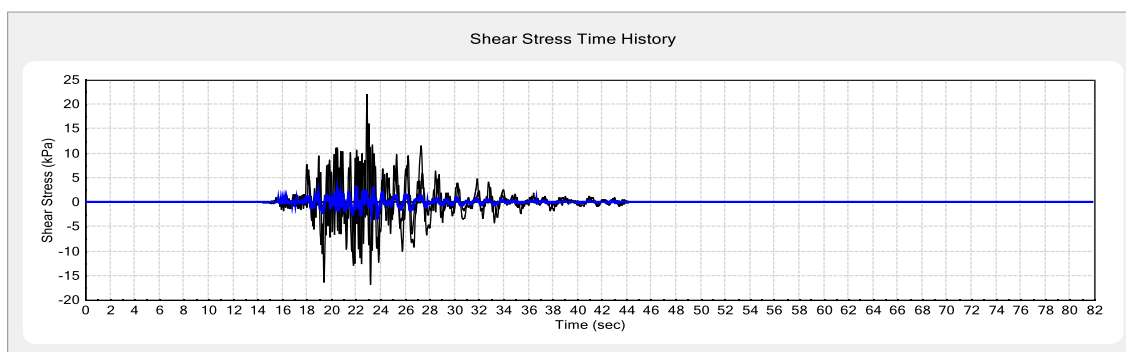
**Figura 329.** Acelerogramas usados en Proshake, escalados a 0.2g y 0.025g. Fuente: Resultados Proshake

Se utilizó una distribución de velocidades de onda como se aprecia en la **Figura 330**:

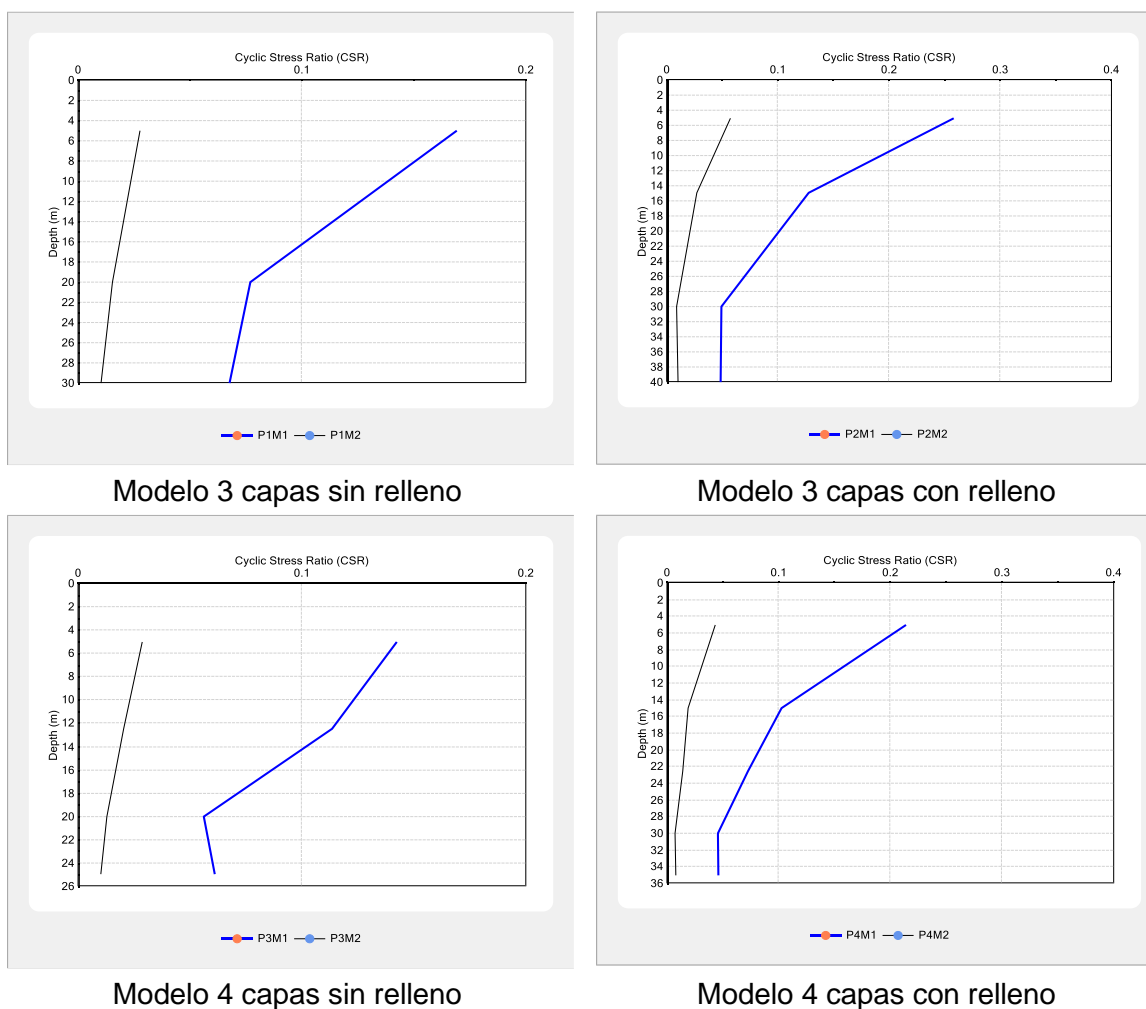


**Figura 330.** Distribución de velocidad de onda Vs con la profundidad. Fuente: Resultados Proshake

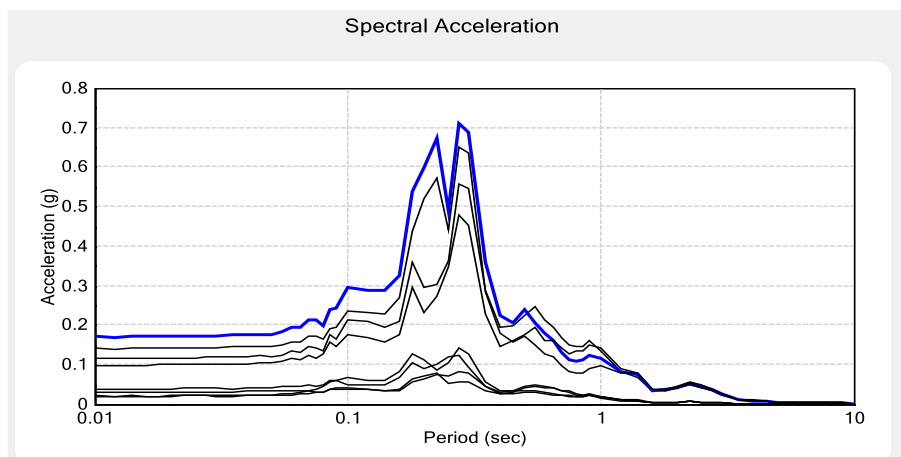
En general, como se observa en la **Figura 331** la línea color azul representa la señal sísmica de Limón 1991 y línea color negro representa la respuesta ante el sismo de Samara 2012.



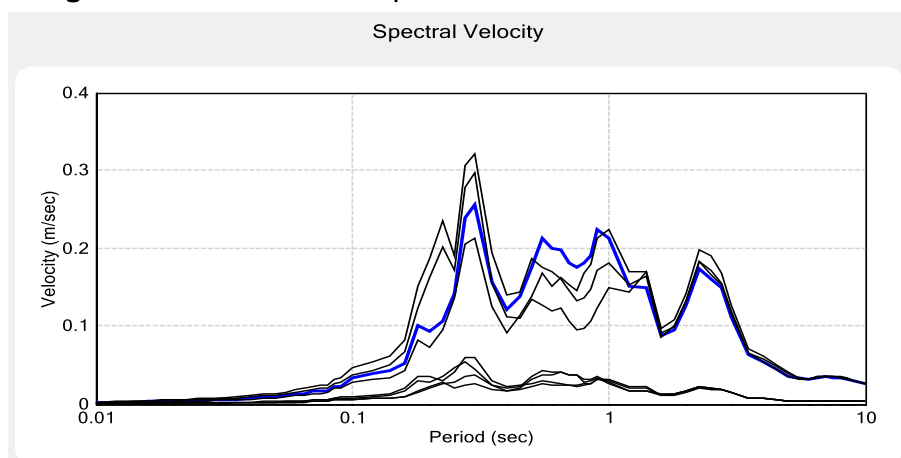
**Figura 331.** Esfuerzo cortante en el tiempo. Fuente: Resultados Proshake



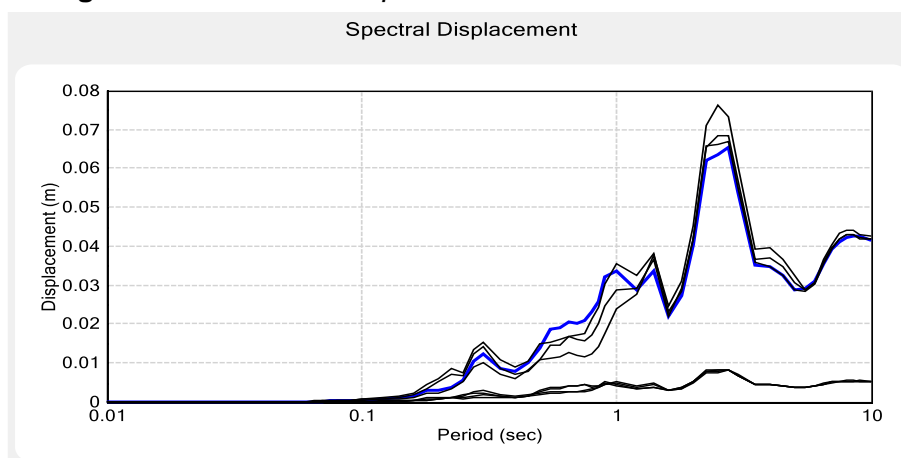
**Figura 332.** Comportamiento del CSR para cada modelo y señal sísmica analizada. Fuente: Resultados Proshake



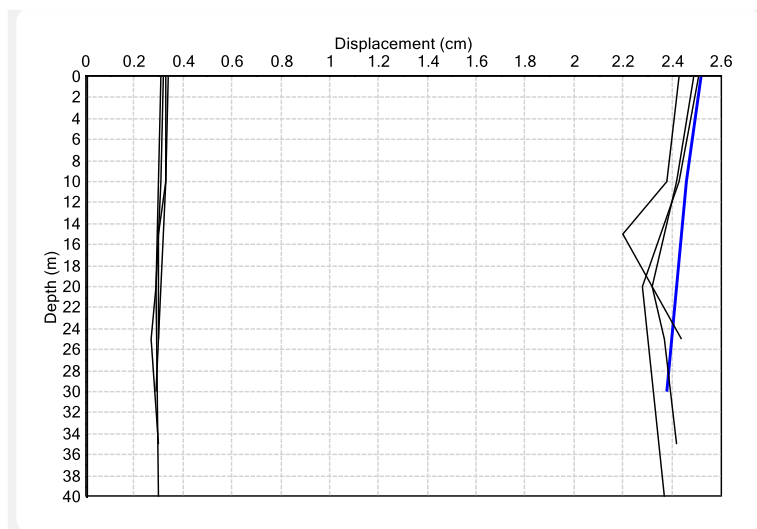
**Figura 333.** Aceleración espectral. Fuente: Resultados Proshake



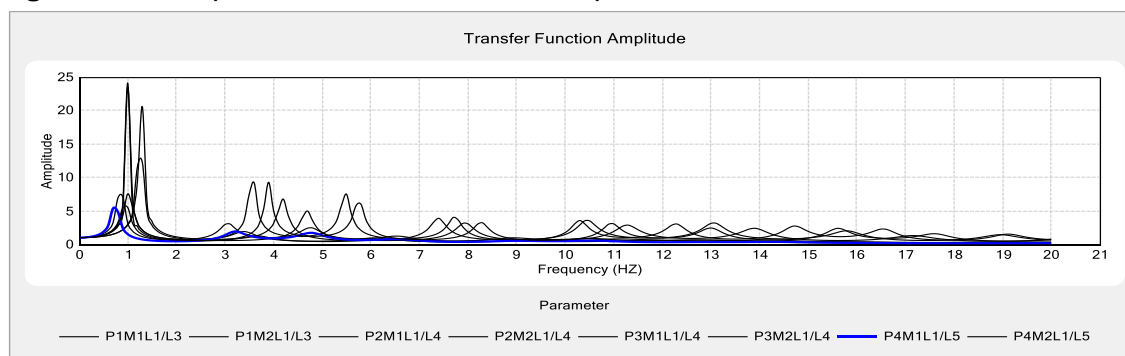
**Figura 334.** Velocidad espectral. Fuente: Resultados Proshake



**Figura 335.** Desplazamiento espectral. Fuente: Resultados Proshake



**Figura 336.** Desplazamiento en función de la profundidad. Fuente: Resultados Proshake



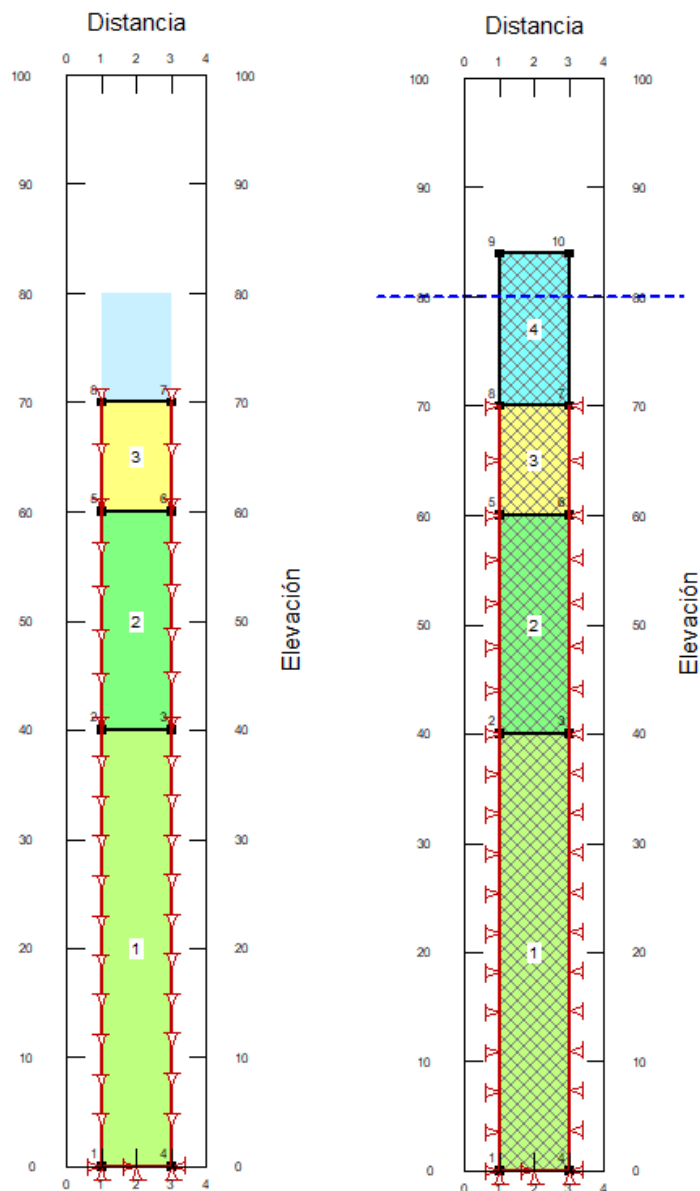
**Figura 337.** Función de transferencia en términos de amplitud. Fuente: Resultados Proshake

#### V.4.5. Modelación numérica

##### V.4.5.1. Modelación unidimensional

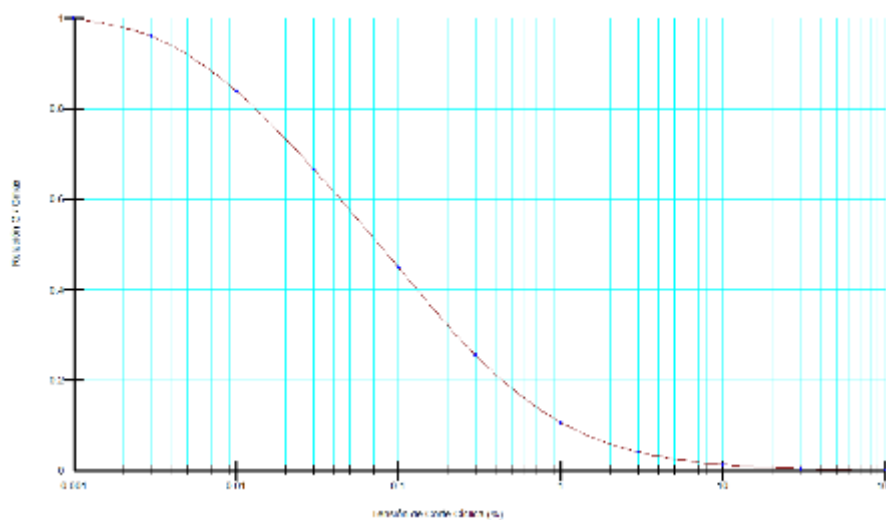
Se plantearon modelos unidimensionales en el software Quake/W, se realizó un análisis numérico de deformación plana usando el método lineal. Se analizaron las columnas de suelo tanto con y sin relleno construido. La **Figura 338** muestra los modelos empleados:



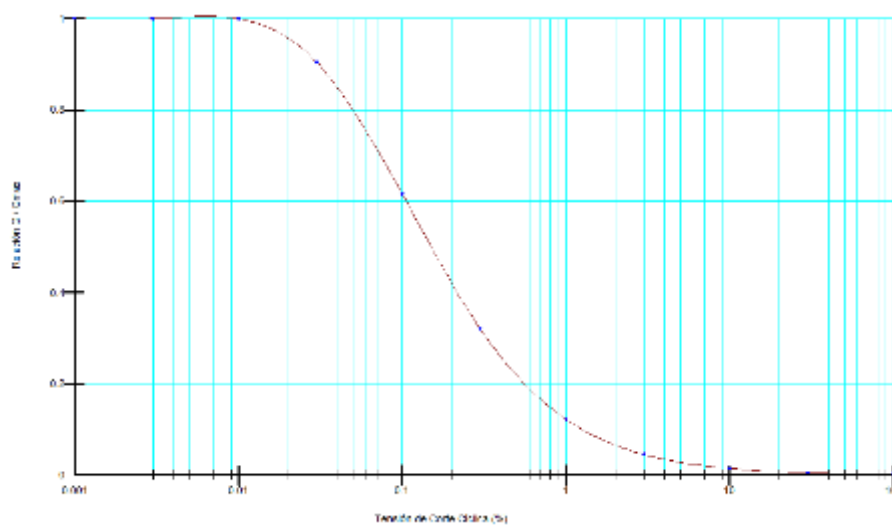


**Figura 338.** Modelos numéricos unidimensionales contruidos en Quake/W. Fuente: Resultados Quake/W

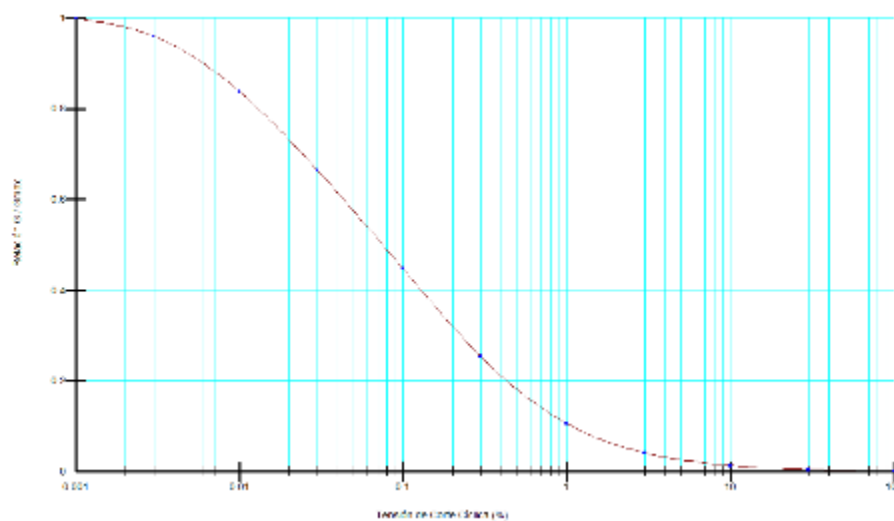
Para el análisis lineal, se emplearon curvas típicas para la degradación del módulo de corte inicial, generación de presión de poros, amortiguamiento y esfuerzos cíclicos. Las mismas se presentan en la **Figura 339**, **Figura 340**, **Figura 341**, **Figura 342**, **Figura 343** y **Figura 344**:



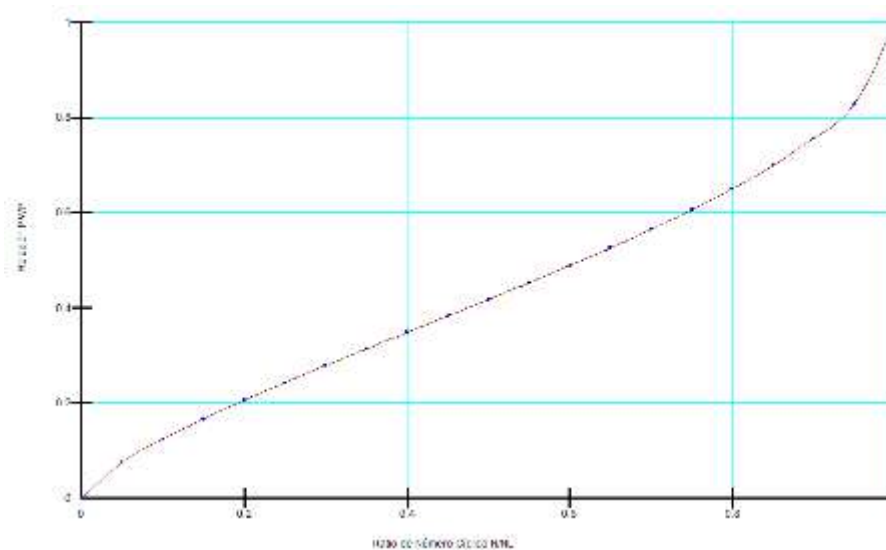
**Figura 339.** Curva de reducción del módulo  $G$  para materiales no plásticos, arenas.  
Fuente: Resultados Quake/W



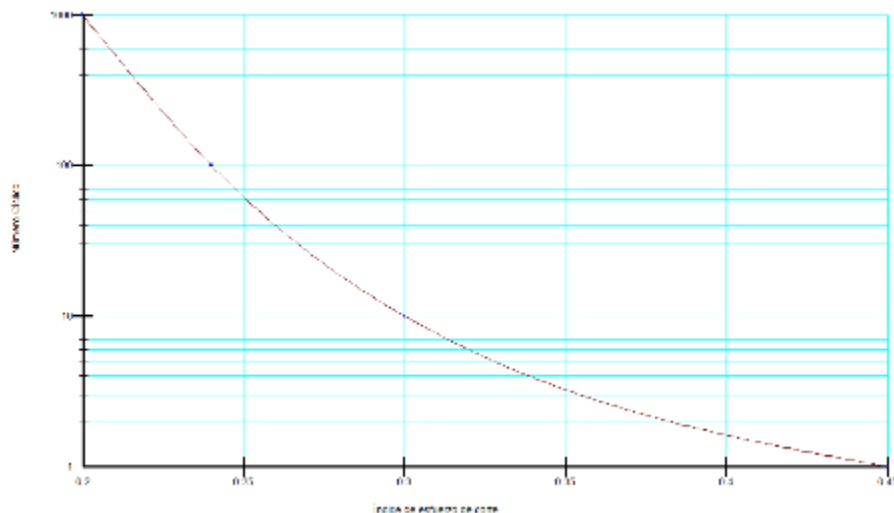
**Figura 340.** Curva de reducción del módulo  $G$  para materiales plásticos, arcillas. Fuente: Resultados Quake/W



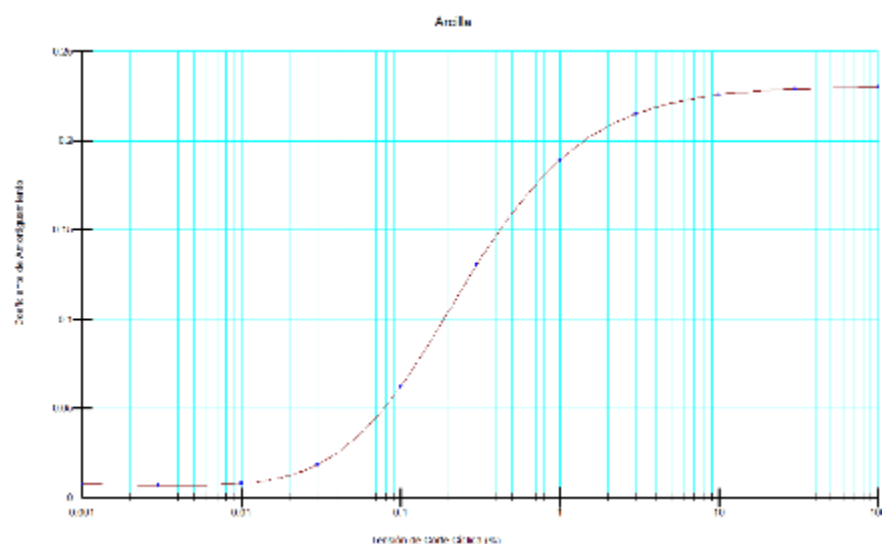
**Figura 341.** Curva de reducción del módulo  $G$  para roca. Fuente: Resultados Quake/W



**Figura 342.** Curva de generación de exceso de presión de poro. Fuente: Resultados Quake/W



**Figura 343.** Curva de esfuerzos de corte en función de los ciclos de carga. Fuente: Resultados Quake/W



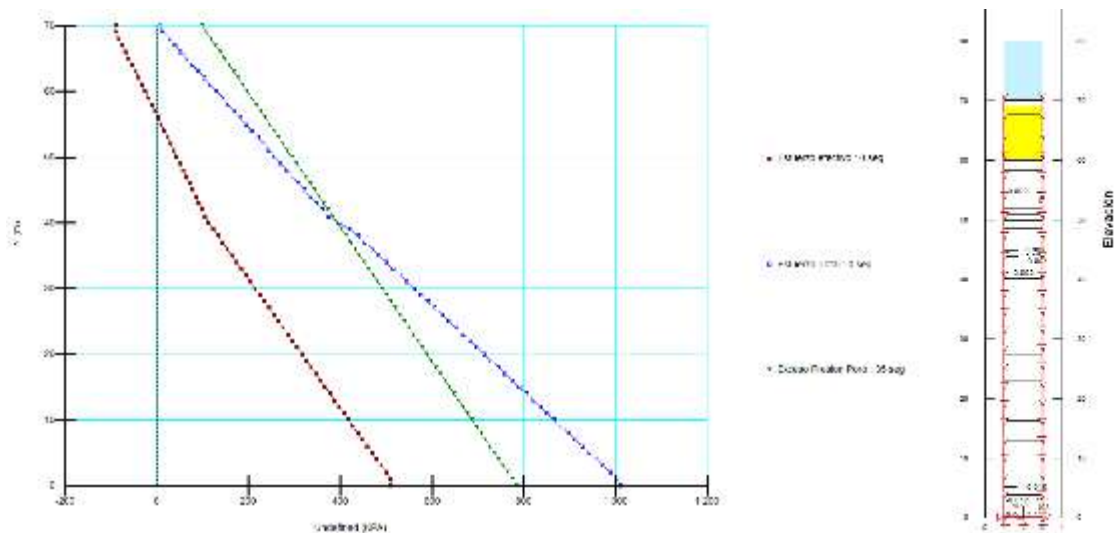
**Figura 344.** Curva típica de amortiguamiento para arcilla. Fuente: Resultados Quake/W

Se resume en la **Figura 345**, **Figura 346**, **Figura 347**, **Figura 348**, **Figura 349**, **Figura 350**, **Figura 351**, **Figura 352**, **Figura 353**, **Figura 354**, **Figura 355** y **Figura 356** los principales resultados extraídos de la modelación numérica unidimensional para cada caso analizado. Los resultados obtenidos se análisis de manera detallada en la sección de Análisis de Resultados, no obstante, se pueden observar las siguientes tendencias:

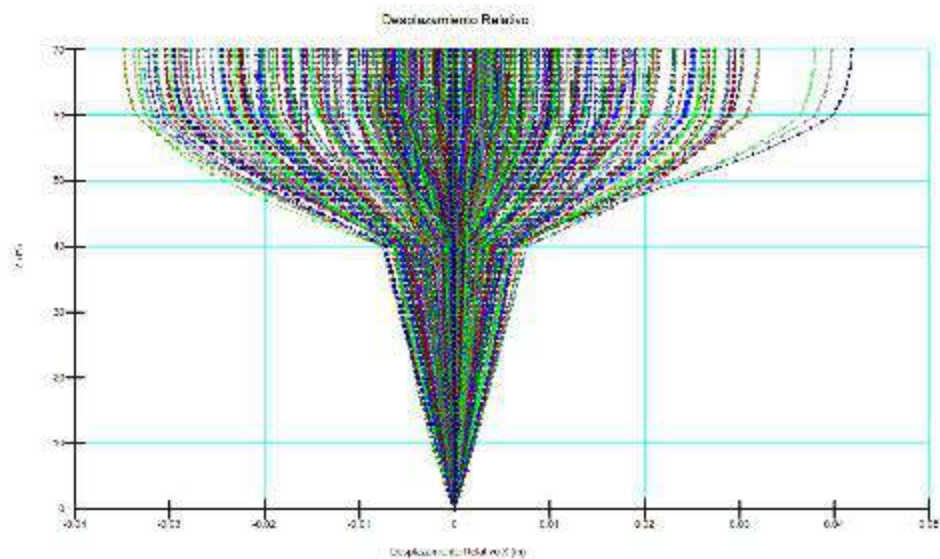
- Se presente una amplificación de la señal respecto en cúspide de la columna respecto a su base.

- Se determinan generación de exceso de presión tanto para el sismo de Limón como el sismo de Samara.
- El desplazamiento horizontal en la superficie aumenta para el caso de sismo con mayor PGA, además aumenta al aumentarse la altura con el relleno.
- La determinación de excesos de presión de poro determina estados de esfuerzo efectivos igual a 0 y por tanto predice licuación en las zonas de relleno y capa de arena, lo que converge con los cálculos basados en métodos empíricos.

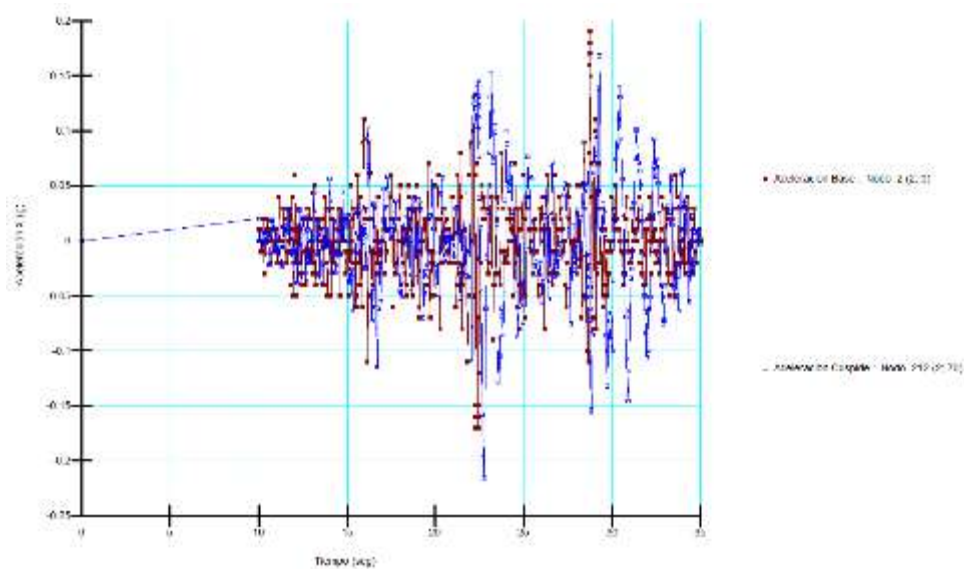
### SIN RELLENO – MODELO DE 3 CAPAS – SISMO LIMON 1991



**Figura 345.** Esfuerzo efectivo, esfuerzo total y exceso de presión de poro, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W

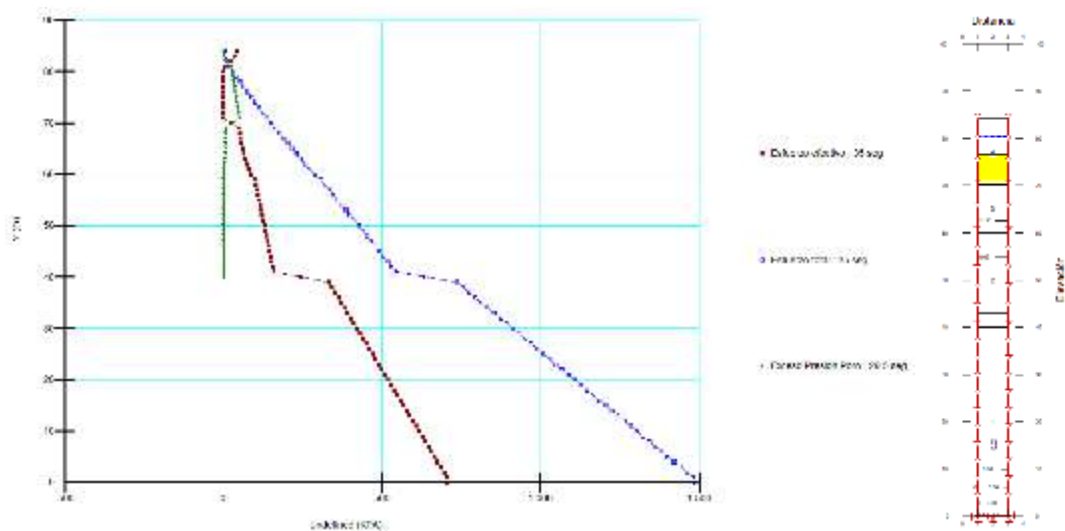


**Figura 346.** Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W

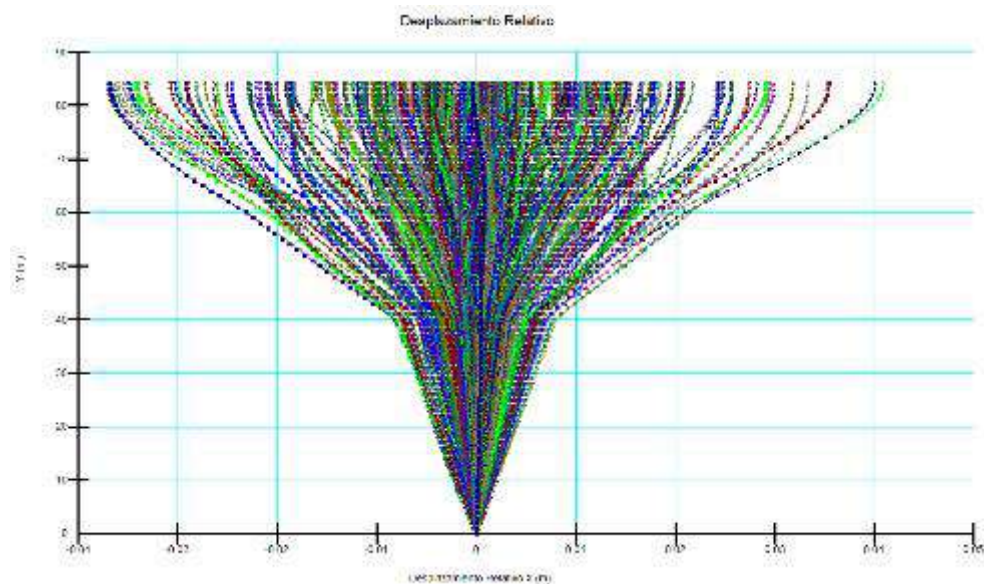


**Figura 347.** Comparación aceleración en la base vrs. superficie, *modelo 3 capas, sin relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W*

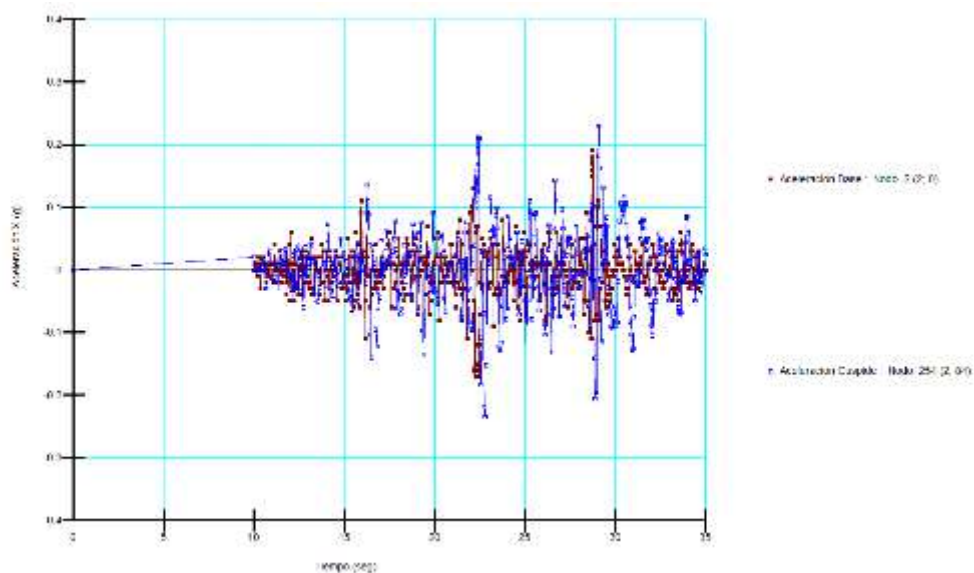
#### CON RELLENO – MODELO DE 3 CAPAS – SISMO LIMÓN 1991



**Figura 348.** Esfuerzo efectivo, esfuerzo total y exceso de presión de poro, *modelo 3 capas, con relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W*

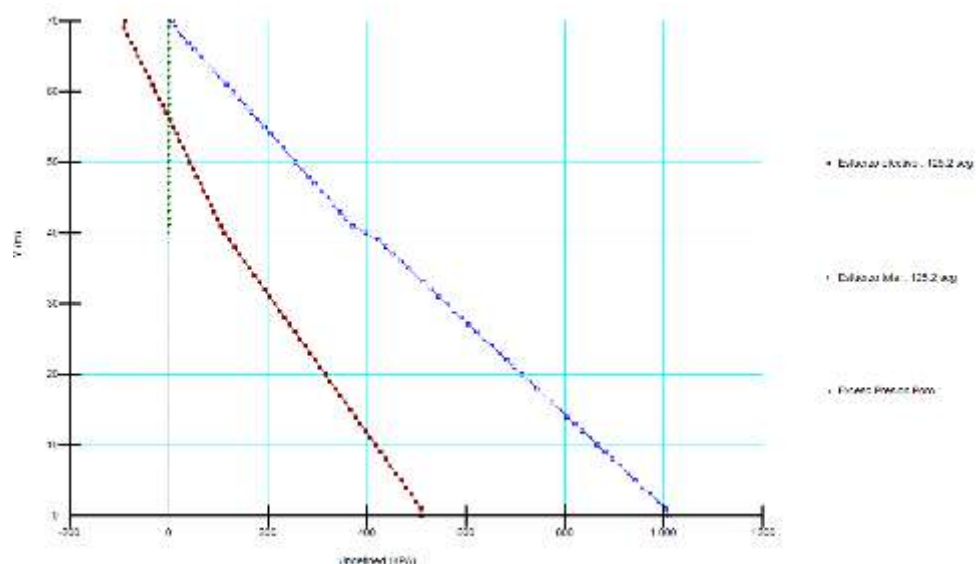


**Figura 349.** Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo 3 capas, con relleno, sismo Limón.  
Fuente: Resultados Quake/W

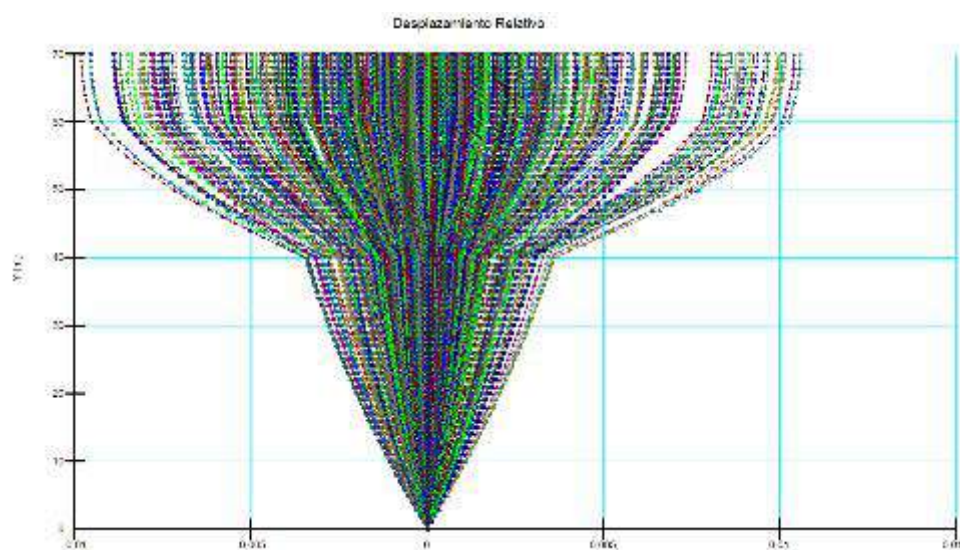


**Figura 350.** Comparación aceleración en la base vrs. superficie, modelo 3 capas, con relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W

# SIN RELLENO – MODELO DE 3 CAPAS – SISMO SAMARA

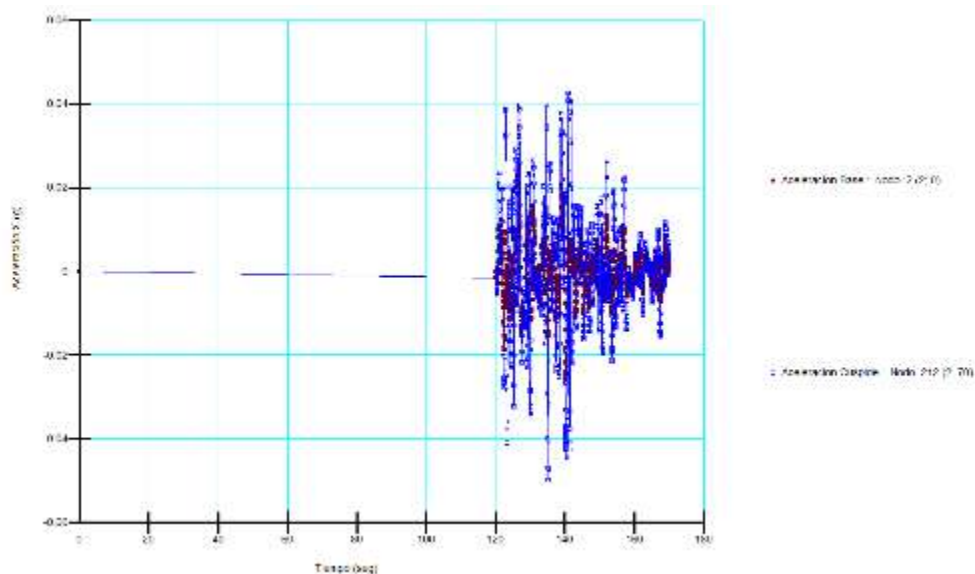


**Figura 351.** Esfuerzo efectivo, esfuerzo total y exceso de presión de poro, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W



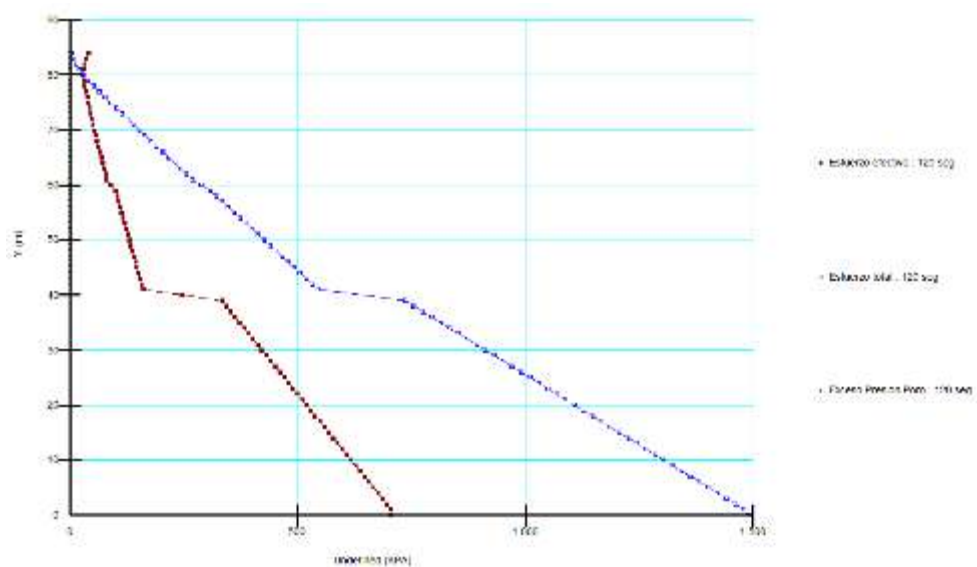
**Figura 352.** Envoltura de desplazamiento relativo horizontal, modelo 3 capas, sin relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W



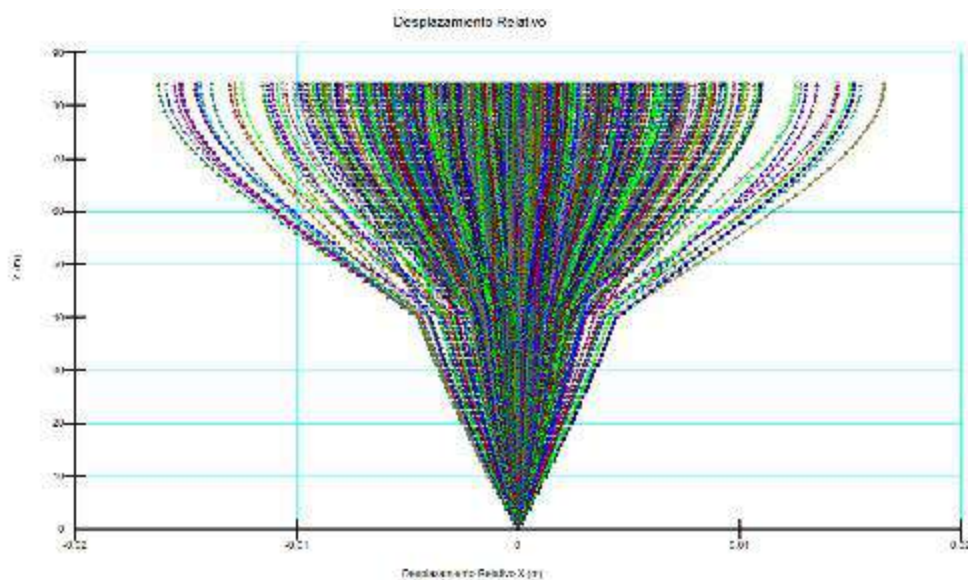


**Figura 353.** Comparación aceleración en la base vrs. superficie, *modelo 3 capas, sin relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W*

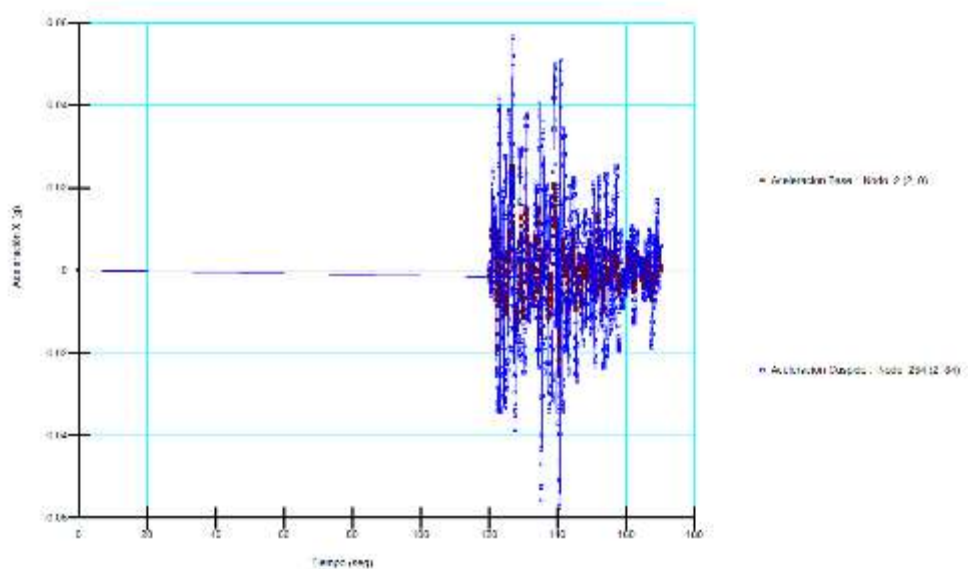
#### CON RELLENO – MODELO DE 3 CAPAS – SISMO SAMARA



**Figura 354.** Esfuerzo efectivo, esfuerzo total y exceso de presión de poro, *modelo 3 capas, con relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W*



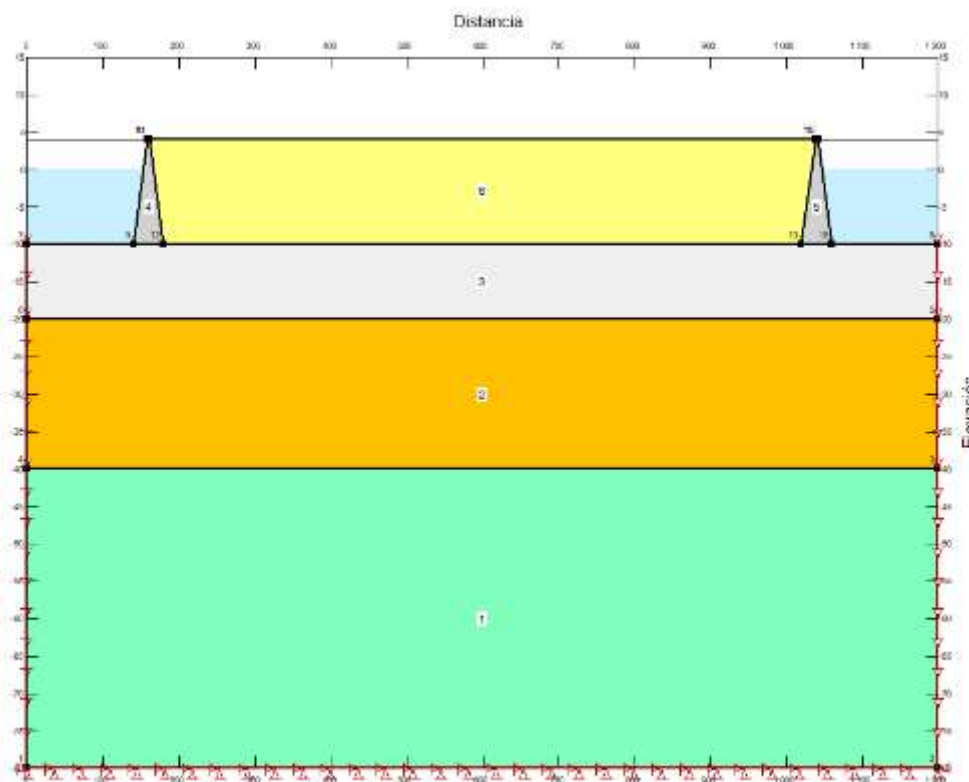
**Figura 355.** Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo 3 capas, con relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W



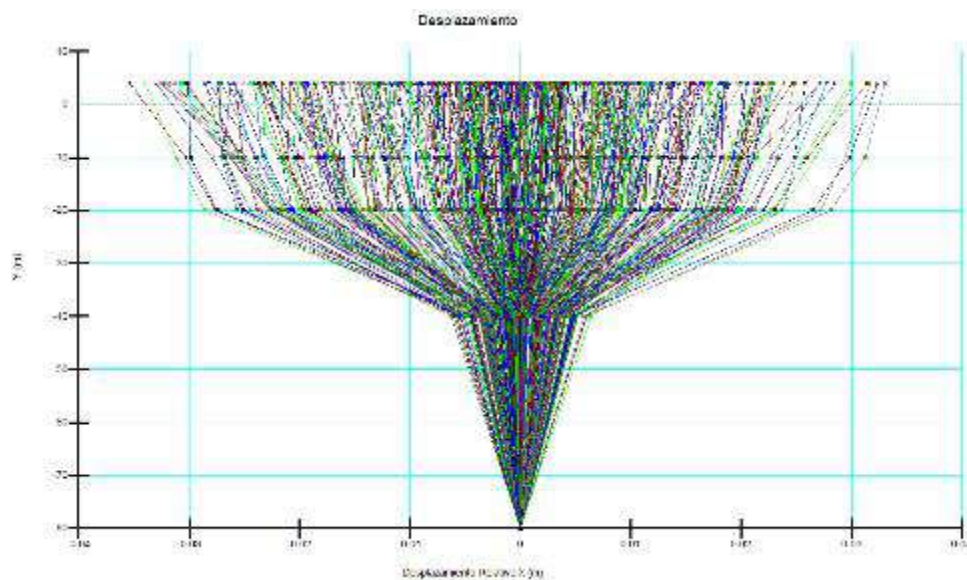
**Figura 356.** Comparación aceleración en la base vrs. superficie, modelo 3 capas, con relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W

#### V.4.5.2. Bidimensional Quake/w

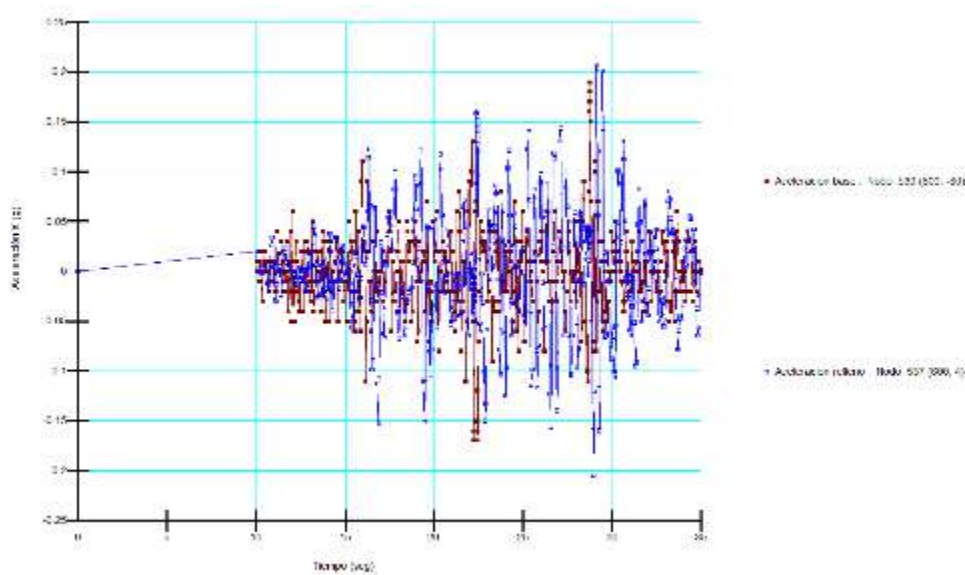
Se construyó un modelo numérico del relleno (**Figura 357**), se emplearon las mismas propiedades que se usaron en la sección V.4.5.1 para los modelos unidimensionales. Las siguientes figuras muestran el comportamiento del relleno y fundación al ser sometidos a las señales sísmicas para Limón y Samara. En general, se determina un comportamiento similar al obtenido de los modelos unidimensionales, donde se da licuación de las capas arenosas y una amplificación de la señal sísmica de entrada respecto a la superficie del relleno.



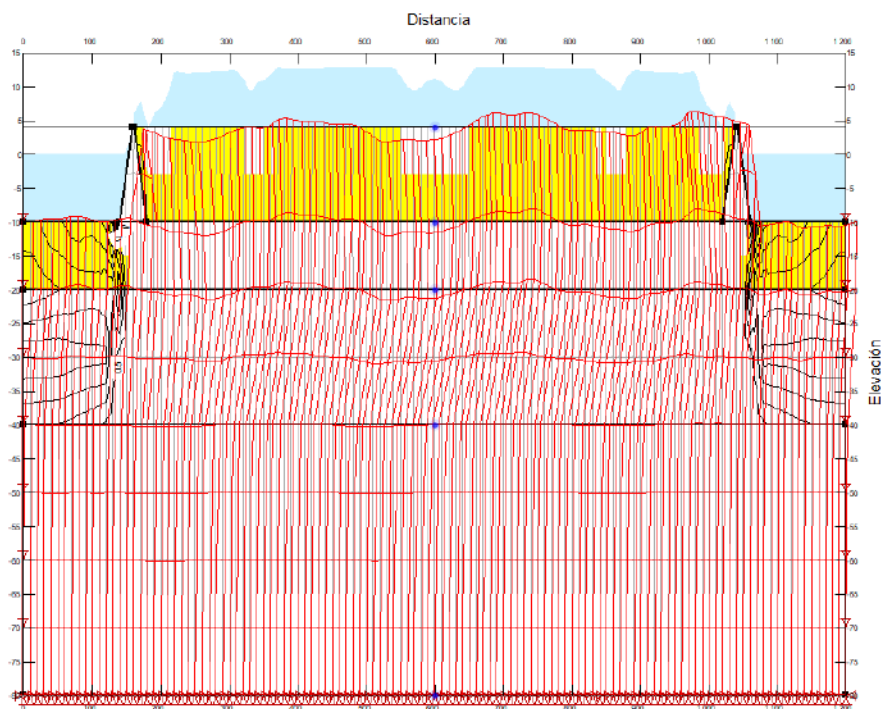
**Figura 357.** Modelo numérico bidimensional. *Fuente: Resultados Quake/W*



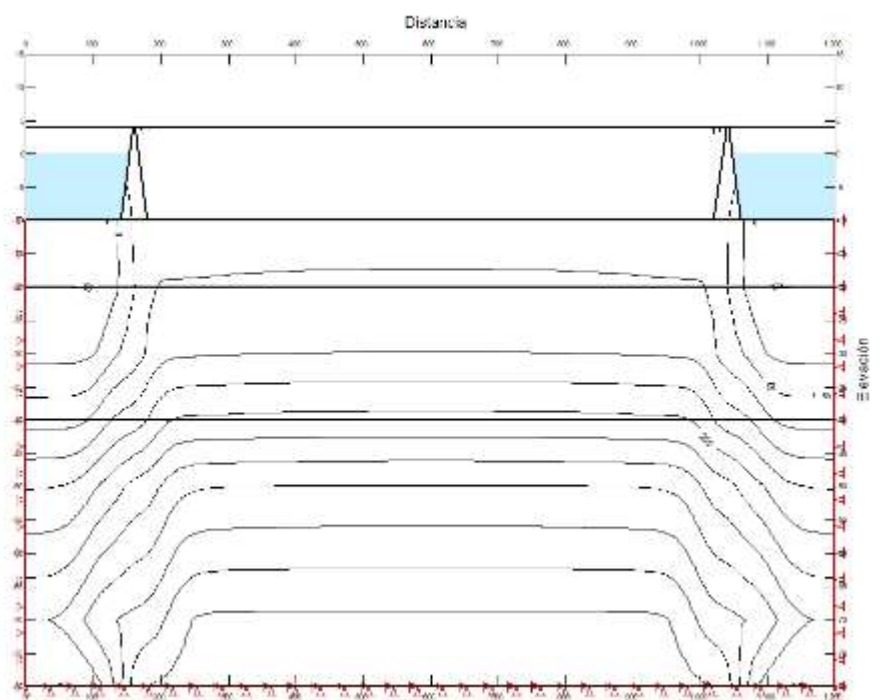
**Figura 358.** Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo bidimensional, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W



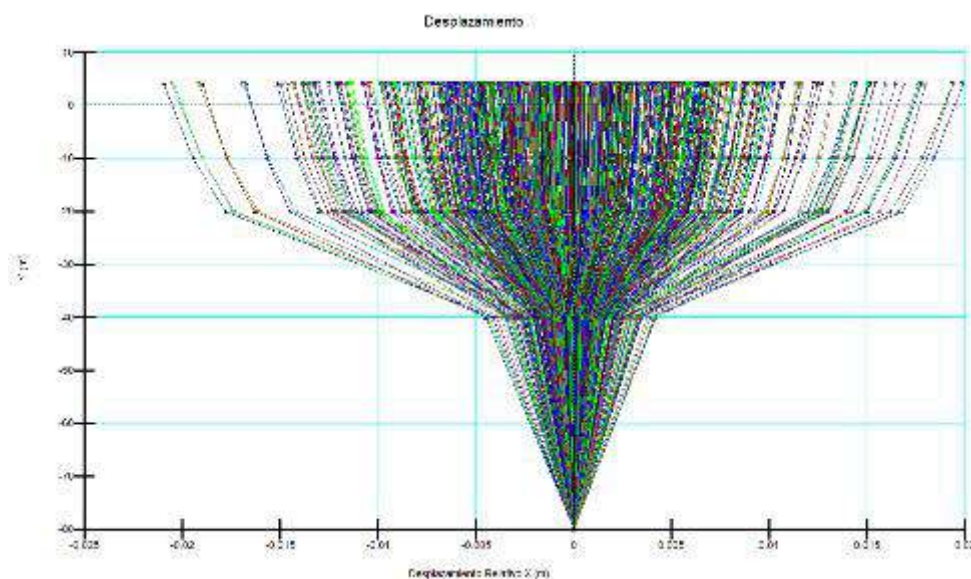
**Figura 359.** Comparación aceleración en la base vs. superficie, modelo bidimensional, con relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W



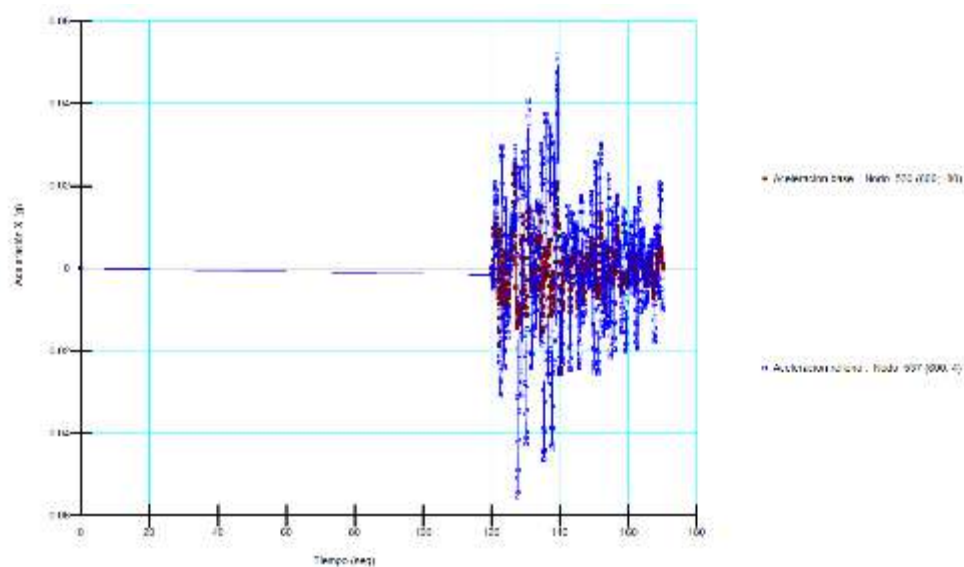
**Figura 360.** Zonas licuables, *modelo bidimensional, sin relleno, sismo Limón. Fuente: Resultados Quake/W*



**Figura 361.** Zonas licuables, *modelo bidimensional, sin relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W*



**Figura 362.** Envolvente de desplazamiento relativo horizontal, modelo bidimensional, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W



**Figura 363.** Comparación aceleración en la base vrs. superficie, modelo bidimensional, con relleno, sismo Samara. Fuente: Resultados Quake/W

#### V.4.5.3. *Modelo numérico Midas GTX – modelo constitutivo UBC Sand*

Como complemento a las modelaciones numéricas realizadas, se realizó una modelación numérica avanzada empleando un modelo constitutivo diferente a Mohr-Coulomb para las capas arenosas potencialmente licuables.

Se realizó una revisión bibliográfica (ver V.2.4.3) amplia relacionada a modelos constitutivos avanzados para la modelación del fenómeno de licuación, específicamente para la modelación de la generación de exceso de presión de poro por esfuerzos de corte generados por cargas dinámicas.

De manera general, los modelos constitutivos típicamente empleados permiten:

- Estimar del potencial de ocurrencia o no ocurrencia de licuefacción durante y al final de un fuerte terremoto o sacudida.

No permiten:

- Modelar los cambios progresivos en el estado del suelo durante el terremoto o sacudida.
- Estimar el potencial de acumulación de presión de agua en los poros
- La ocurrencia de licuefacción.
- Las deformaciones permanentes resultantes durante y después del terremoto.

Dentro de los modelos numéricos que se analizaron, se seleccionó aquel que permite calibrar sus parámetros empleado datos de campo, en este caso  $(N_1)_{60}$ , así mismo se empleó el software que permite emplear dicho modelo.

En este caso, se seleccionó el modelo UBC SAND y el software MIDAS GTX en su versión académica. Los parámetros de entrada del modelo se describen en el **Cuadro 78**:



**Cuadro 78.** Parámetros de entrada del modelo UBC SAND y su correlación con  $(N_1)_{60}$ 

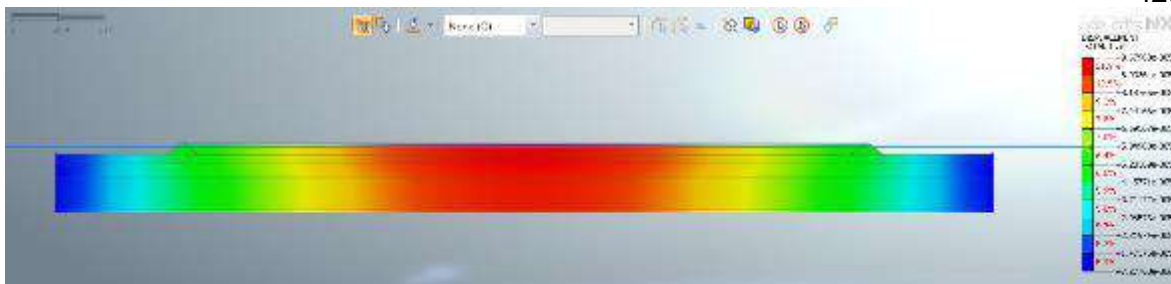
Parámetro	Descripción	Correlación	Parametro entrada
$P_{ref}$	Presión de referencia	NA	NA
$K_G^e$	Numero de modulo elástico al corte	$K_G^e = 21.7 \times 20.0 \times (N_1)_{60}^{0.333}$	$(N_1)_{60}$
ne	Exponente de modulo elástico al corte	0.5	NA
$\phi_p$	Angulo de fricción interna pico	$\phi_{cv} + (N_1)_{60} / 10.0$	$(N_1)_{60}$
$\phi_{cv}$	Angulo de fricción interna a volumen constante	$30^\circ < \phi_{cv} < 34^\circ$	$\phi_{cv}$
C	Cohesión	NA	NA
$K_G^p$	Numero de modulo plástico	$K_G^p = K_G^e (N_1)_{60}^2 \times 0.003 + 100.0$	$(N_1)_{60}$
np	Exponente de modulo plástico	0.4	NA
$R_f$	Radio de falla	$R_f = 1.1 \times (N_1)_{60}^{-0.15}$	$(N_1)_{60}$

Acorde a los parámetros necesarios y a los resultados de  $(N_1)_{60}$  promedio para las capas de materiales arenosos, se determinaron los siguientes valores a usar en el modelo UBC SAND:

**Cuadro 79.** Parámetros de entrada del modelo UBC SAND

Parámetro	Correlación	Parámetro entrada	Relleno Suelto	Relleno Denso	Arena nativa	Arena nativa mejorada
$P_{ref}$	NA	NA				
$K_G^e$	$K_G^e = 21.7 \times 20.0 \times (N_1)_{60}^{0.333}$	$(N_1)_{60}$	934	1301	1045	1301
ne	0.5	NA	0.5	0.5	0.5	0.5
$\phi_p$	$\phi_{cv} + (N_1)_{60} / 10.0$	$(N_1)_{60}$	28	40.7	31.4	40.7
$\phi_{cv}$	$30^\circ < \phi_{cv} < 34^\circ$	$\phi_{cv}$	27	38	30	38
C	NA	NA	0	0	0	0
$K_G^p$	$K_G^p = K_G^e (N_1)_{60}^2 \times 0.003 + 100.0$	$(N_1)_{60}$	380	2944	715	2944
np	0.4	NA	0.4	0.4	0.4	0.4
$R_f$	$R_f = 1.1 \times (N_1)_{60}^{-0.15}$	$(N_1)_{60}$	0.78	0.67	0.74	0.67





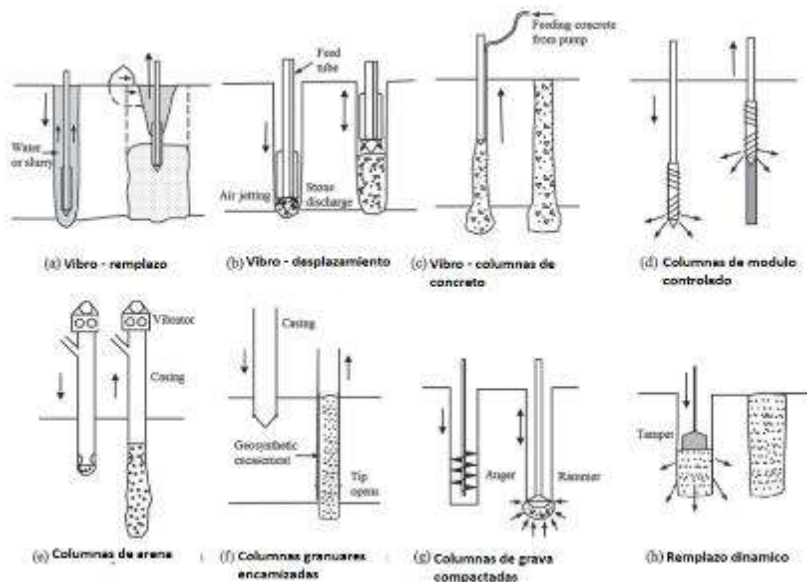
**Figura 364.** Modelo numérico elaborado en el software MIDAS GTX. *Fuente: Resultados MIDAS GTX*

#### V.4.5.4. *Diseño de mejoramiento del terreno para la mitigación de licuación*

En las secciones anteriores se demostró la susceptibilidad a la licuación tanto del relleno hidráulico como de la capa arenosa que conforma parte de la cimentación.

Dentro de las potenciales técnicas de mejora para terrenos susceptibles a licuación se pueden nombrar:

- Sustitución del material afectado: consiste en la remisión del material problemático y el remplazo. Esta técnica no aplica a las condiciones del proyecto analizado, puesto se tratan de remplazo de profundidad de aproximadamente 10 m y el remplazo del material de relleno por otro no susceptible a la licuación. El cambio de material de relleno implica el no uso de material dragado del fondo marino y la búsqueda de otra fuente de material, lo que hace inviable esta opción.
- Precarga: en el caso de la precarga, se trata de un tratamiento de consolidación de capas arcillosas, que requiere de periodos de semanas o meses para lograr la expulsión de agua y reducción de vacíos en una determinada capa.
- Métodos de reemplazo profundo: los remplazos profundos mejoran el terreno a grandes profundidades mediante excavación parcial o desplazamiento de materiales problemáticos.



**Figura 365.** Varios tipos de mejoramiento por remplazo profundo. Fuente: Modificado de Jie Han (2015)

En vista de la licuefacción potencial, el mejoramiento del suelo será requerido para mitigar la ocurrencia de licuefacción en el área de la terminal. Se plantea usar utilizar ya sea el método de mejoramiento del suelo de vibro compactación o de vibro sustitución (columnas de grava).

El método de vibro compactación incluirá anticipar sondas vibratorias en el suelo hasta la profundidad del mejoramiento en un patrón de red. En el proceso de avance la sonda densifica el suelo circundante. Suelos sin cohesión de sueltos a medio densos con menos de aproximadamente 15% de finos puede ser mejorados efectivamente utilizando este enfoque. Suelos con más alto contenido de limo/arcilla no se densifican por las vibraciones de la sonda y por lo tanto no pueden ser mejorados efectivamente utilizando solo este método.

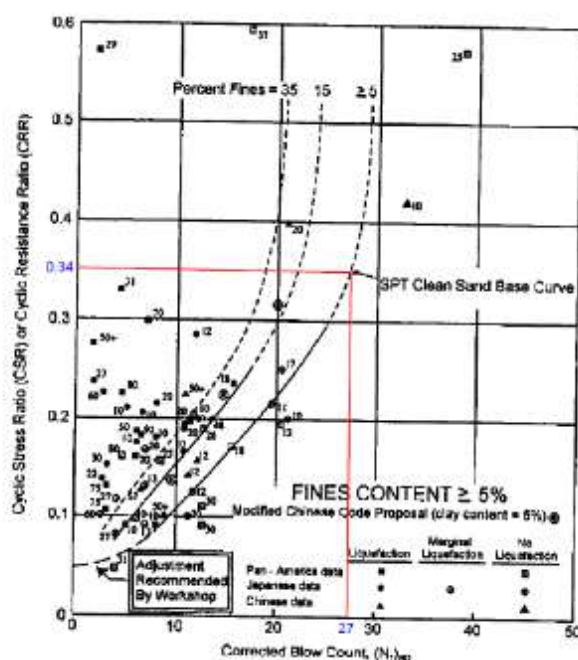
Para prevenir licuefacción durante el sismo de CLE, los suelos arenoso-limosos necesitarán ser compactados a  $(N_1)_{60}$  con un valor de 27, que corresponde a una densidad relativa del suelo de cerca del 75%, el ángulo de fricción estimado del suelo mejorado, cumpliendo este criterio es aproximadamente  $36^\circ$ .

El método de vibro-sustitución (columna-roca) es similar al método de vibro-compactación. Pero un relleno de roca se alimenta al anillo del vibrador y cae en la cavidad creada durante el avance de la sonda. Las rocas luego se compactan por vibraciones, creando de ese modo

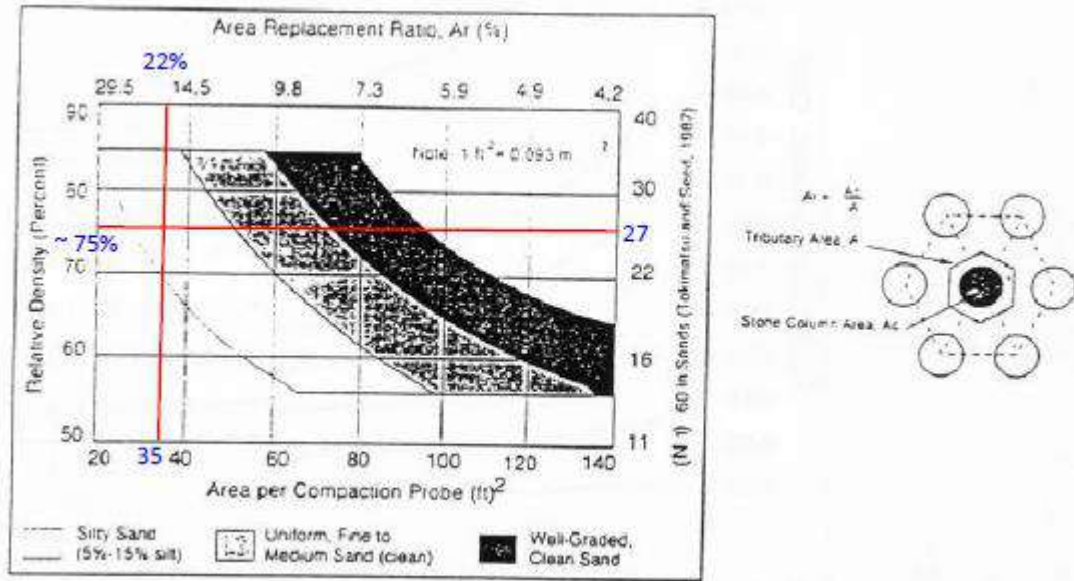
una columna de roca densa. La columna de roca sirve como refuerzo para el suelo e inhibe el exceso de presión de agua en los poros al proporcionar rutas rápidas de drenaje.

Cuando se instala en un patrón de red, las columnas de grava también densifican los suelos circundantes. Una correlación empírica que relaciona el área de sustitución ( $A_r$ , por sus siglas en inglés), densidad relativa del suelo, área tributaria de la columna de roca, y el valor  $(N_1)_{60}$  del suelo fue desarrollada por Báez (1993) y fue utilizada para estimar el diámetro y espaciado de las columnas de roca necesarias para la mitigación de la licuefacción en suelos arenoso-limosos (para obtener un valor  $(N_1)_{60} = 27$ ). Los cálculos detallados se presentan a continuación, estos indican que las columnas de grava de 95 cm de diámetro y espaciadas 2,2 m centro a centro (en un patrón de red triangular) pueden ser utilizadas para compactar suelos arenoso limoso para prevenir la licuefacción.

Acorde a los análisis de licuación realizados, se requiere de un valor de CRR igual o mayor a 0.34, según se muestra en la **Figura 366**:



**Figura 366.** Determinación del valor  $(N_1)_{60}$  necesario. Fuente: Modificado de Jie Han (2015)



**Figura 367.** Determinación del área de remplazo. Fuente: Modificado de Jie Han (2015)

Se asume una distribución de columnas en patrón triangular, esto determina un área de columna de grava o del vibrador igual a 0.95 m. La separación del patrón triangular es de 2.2 m centro a centro de columna.

A partir de la geometría aproximada, se pueden correlacionar las nuevas propiedades del material mejorado:

- Para la roca tritura de las columnas, se asume un  $\Phi = 42.5^\circ$
- El esfuerzo cortante resistente de las columnas de grava se aproxima mediante:

$$\tau_{SC} := \sigma_{vs\_eff} \cdot \tan(\phi_{SC})$$

- La resistencia del suelo densificado se estima como:

$$\tau_S := \sigma_{vs\_eff} \cdot \tan(\phi_{av})$$

- La resistencia del combinada se estima como:

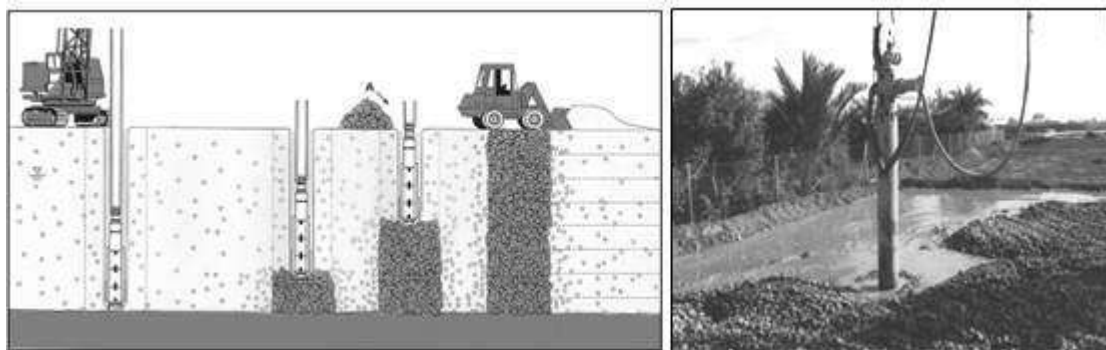
$$\tau := \tau_{SC} \cdot AR + \tau_S \cdot (1 - AR)$$

- El ángulo de fricción compuesto se estima como:

$$\phi_C := \text{atan}\left(\frac{\tau}{\sigma_{vs\_eff}}\right)$$

De dichas expresiones se determina un ángulo de fricción interna del material compuesto igual a  $38^\circ$ .

La mejora se obtiene debido a que la grava compactada en toda la columna origina el saneo y refuerzo de suelos sueltos o blandos a profundidades de hasta 60 m, aproximadamente. Además, estas columnas funcionan como potentes drenes verticales que aceleran la consolidación. La **Figura 368** muestra de manera general el proceso de ejecución de las columnas de grava o vibro-sustitución:



**Figura 368.** Método de ejecución de columnas de grava en vía húmeda. Fuente: Keller Cimentaciones

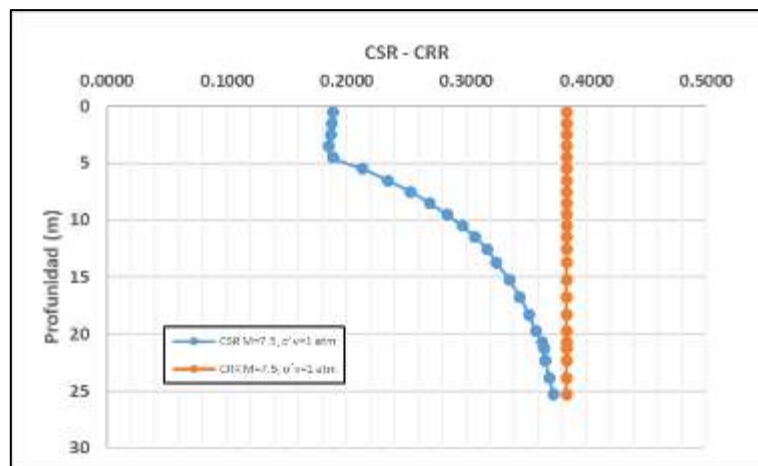
La mejora en el suelo circundante depende de muchos factores como son las características granulométricas (coeficiente de uniformidad, % finos, forma de las partículas), las condiciones “in situ” (relación de vacíos, compacidad, humedad), el estado de esfuerzos (coeficiente de empuje lateral, presión de confinamiento), posición del nivel freático, permeabilidad, la historia de esfuerzos, entre otros. Por esta razón, en los casos donde se considera la mejora del suelo alrededor de las columnas, es habitual la ejecución de un campo de ensayos para la comprobación de los niveles de mejora estimados.

Previo al inicio de la actividad de mejoramiento con vibro sustitución, se debe ejecutar un tramo de ensayo, para el cual se toman lecturas previas de  $N_{spt}$  y posteriores a la ejecución del tratamiento. Si el diseño inicial de las columnas es acorde, se sigue con el procedimiento, caso contrario se deben realizar ajustes hasta lograr el valor de  $N_{spt}$  que permita cumplir con los parámetros de diseño del muro y que mitiguen la licuación en la zona.

#### V.4.5.5. Verificación del mejoramiento del terreno para la mitigación de licuación

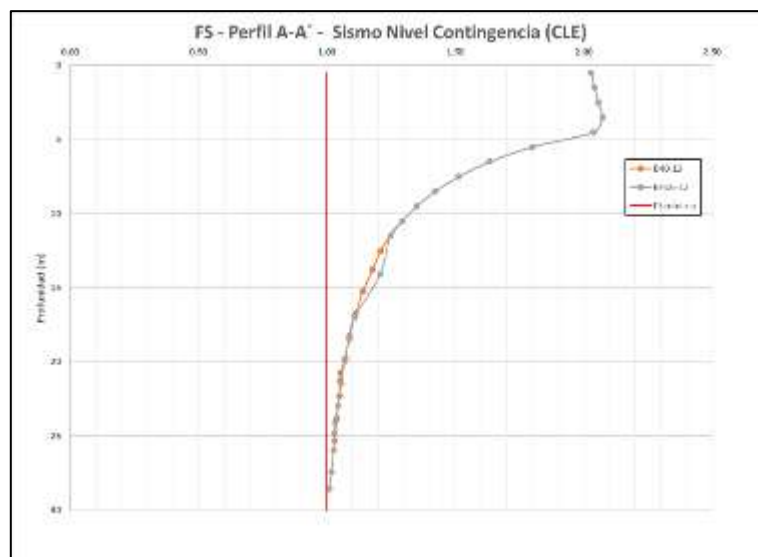
La primera verificación se realiza mediante una verificación básica con valores de  $N_{spt}=27$  para la capa que se considera licuable (24 m aproximadamente). En la **Figura 369** se muestran los resultados obtenidos para el perfil A-A'. Se aprecia que el  $N_{spt}=27$  conduce

a un valor de CRR aproximadamente de 0.37, el cual es semejante al valor de 0.34 obtenido mediante el método de Báez.



**Figura 369.** CSR y CRR e función de la profundidad para el relleno capa de arena mejorada

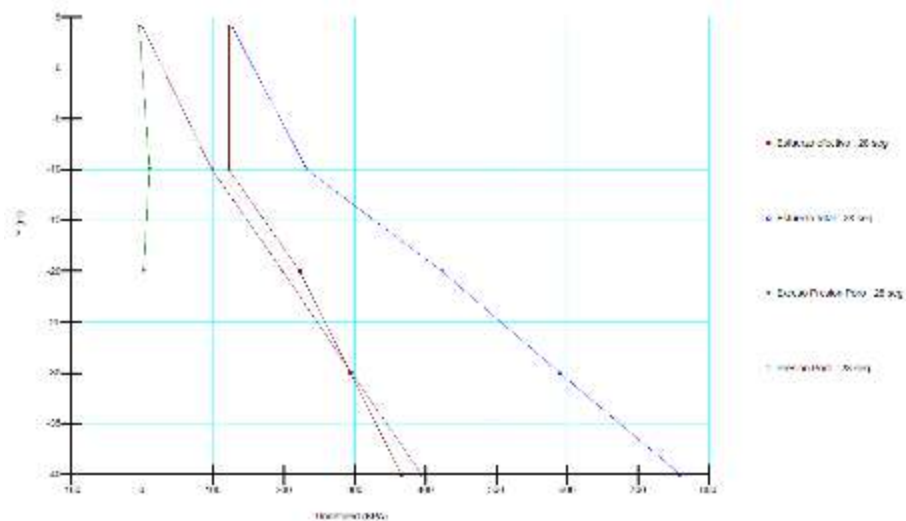
La **Figura 370** muestra el factor de seguridad en función de la profundidad para el perfil A-A', se demuestra que la mejora del terreno propuesta logra mitigar la susceptibilidad a la licuación para un sismo nivel contingencia (CLE):



**Figura 370.** Factor de seguridad a la licuación para el perfil A-A.

Dado el  $N_{spt}$  necesario para mitigar la licuación del relleno y la capa arenosa de fundación, se correlaciono el valor de velocidad de onda cortante  $V_s$ , obteniéndose un valor de 365 m/s, el cual se correlaciono para obtener el módulo de corte inicial  $G$ , con un valor de 230 MPa.

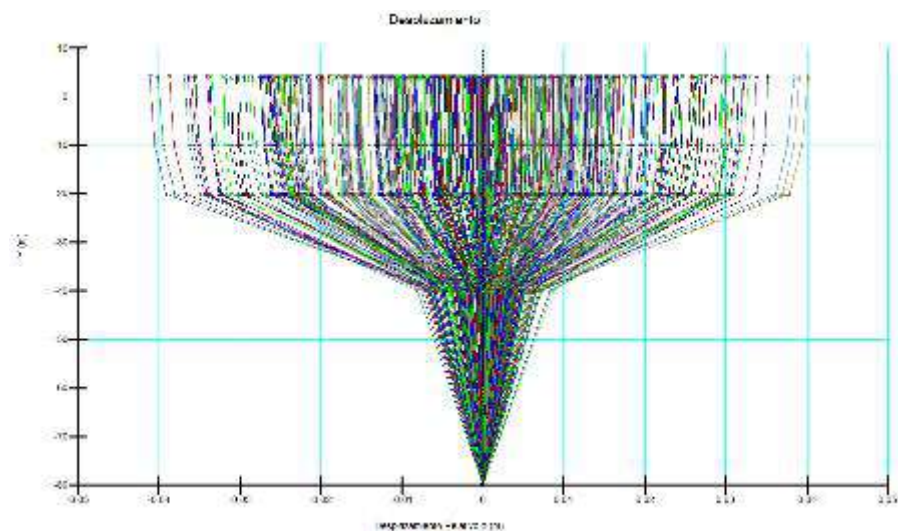
Dichos valores se usaron para modelar numéricamente en 2 dimensiones, mediante el cual se determinó la efectividad del tratamiento al terreno, como se observa a continuación:



**Figura 371.** Distribución de esfuerzos con la profundidad para las capas mejoradas.

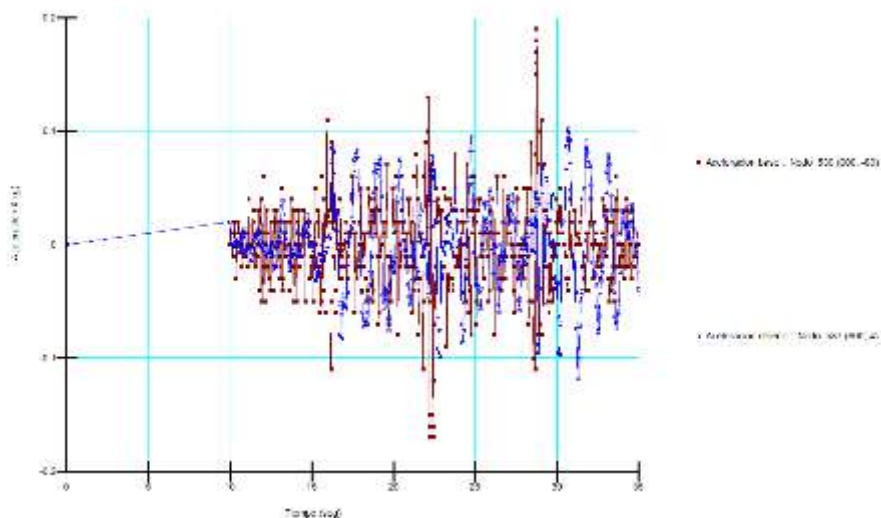
*Fuente: Resultados Quake/W*

Las **Figura 372 y Figura 373** muestran el comportamiento dinámico del relleno mejorado en términos de desplazamientos y comportamiento de la señal sísmica en la base y en la superficie:



**Figura 372.** Desplazamientos para el modelo mejorado. *Fuente: Resultados Quake/W*





**Figura 373.** Señal sísmica en la base y superficie del relleno para el modelo mejorado.

*Fuente: Resultados Quake/W*

#### V.4.6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

- Respecto al potencial de licuación:

Se determinó que ante un sismo catalogado como nivel operativo (OLE) con una  $M = 7.0$  y un valor de  $a/g = 0.1$  no se presenta licuación. No obstante, al evaluar la susceptibilidad tanto del relleno en estado suelto como de la capa de arena nativa para la condición de sismo de contingencia (CLE) con  $M = 7.7$  y  $a/g = 0.3$ , se presenta licuación en un espesor aproximado de 24 m.

Al comparar las metodologías de evaluación de la susceptibilidad a la licuación basadas en SPT y CPT, se determinó que conducen a resultados similares para el caso del sismo operativo (OLE), ambas metodologías coinciden en que tanto el relleno como la capa de arena se licuan al evaluar la condición de sismo nivel de contingencia (CLE).

- Respecto a la respuesta de sitio:

Se evaluó la respuesta de sitio modelando 2 condiciones de cimentación (3 capas y 4 capas) combinándolas con la presencia o no del relleno de reclamación que conforma la terminal. Se usaron sismos con valores de PGA de 0.2g y 0.025g, con el fin de emular los sismos de Limón (1991) y Samara (2012).

A partir de los resultados obtenidos se evidenció que la señal sísmica de mayor PGA genera los mayores esfuerzos cortantes, definidos como CSR (Cyclic Stress Ratio). Se determinó un valor máximo de aceleración espectral aproximado de 0.7g, una velocidad espectral máxima de 0.3 m/s y un desplazamiento espectral máximo aproximado de 0.075 m.



- Respecto a modelación numérica unidimensional:

Se construyeron modelos numéricos unidimensionales en el software Quake/W la respuesta sísmica se simuló mediante el método lineal equivalente. Dicha modelación permitió simular y aproximar la zona de potencial licuación mediante la determinación de exceso de presión de poro y zonas de esfuerzo efectivo igual a cero. Los modelos consistieron en las mismas configuraciones usadas en los modelos de respuesta analizados en el software Proshake. El **Cuadro 80** resume los resultados obtenidos para los análisis unidimensionales, se aprecia que los máximos desplazamientos se presentan cuando se analiza la condición con relleno y además se presenta amplificación de la señal al analizarse la condición con relleno. Para el caso de análisis con relleno, se determinó que se presenta licuación en las capas de materiales arenosos, consistentemente con lo definido mediante análisis de licuación mediante métodos analíticos.

**Cuadro 80.** Resumen de resultados para los modelos unidimensionales

Configuración	Desplazamiento máximo (cm)	¿Amplificación de la señal?	¿Licuación?
3 capas, sin relleno, sismo Limón	3.5	NO	SI
3 capas, sin relleno, sismo Limón	4.0	SI	SI
3 capas, sin relleno, sismo Samara	1.0	NO	NO
3 capas, sin relleno, sismo Samara	1.5	SI	NO

- Respecto a modelación numérica bidimensional:

Se modeló el relleno considerando un modelo numérico bidimensional en el software Quake/W con deformación plana. Se modelaron las condiciones de confinamiento del relleno mediante rompeolas o diques, modelados con parámetros elásticos para material de roca redondeada. El **Cuadro 81** resume los resultados obtenidos para los análisis bidimensionales:

**Cuadro 81.** Resumen de resultados para los modelos bidimensionales

Configuración	Desplazamiento máximo (cm)	¿Amplificación de la señal?	¿Licuación?
Bidimensional, sismo Limón	3.5	SI	SI
Bidimensional, sismo Samara	2.0	SI	NO

Se aprecia como el sismo de Limón genera el máximo desplazamiento horizontal, así mismo los modelos señalaron zonas licuables que se corresponden con los espesores determinados mediante los modelos numéricos unidimensionales y los cálculos analíticos de licuación.

- **Mejoramiento del terreno:**

Se diseñó un sistema de mejoramiento del terreno enfocado a la mitigación de la susceptibilidad a la licuación. Se optó por diseñar un sistema de mejoramiento con columnas de grava, construida mediante vibro – sustitución. Se determinó un patrón de distribución de columnas triangular con separación de 2.2 m centro a centro para un 22% de área de remplazo. Las columnas se extienden hasta la cota – 10 m.s.n.m aproximadamente.

Con la configuración diseñada se determinó un ángulo de fricción interna del terreno mejorado igual a  $38^\circ$ , con el cual se correlacionó un módulo de rigidez al corte inicial de 230 MPa. Se evaluó la susceptibilidad a la licuación empleando un modelo numérico bidimensional con los nuevos parámetros para el relleno y la capa de arena en la cimentación. Dicho modelo permitió demostrar que el tratamiento es efectivo al rigidizar y drenar los materiales arenosos, reduciendo así la generación de presión de poro, mitigando la probabilidad de licuación.

## **V.5. Especificaciones técnicas**

### **V.5.1. Introducción**

Esta sección describe los términos de vibro sustitución, entregables, certificaciones, equipo, materiales, procedimientos, control de calidad y criterios de aceptación.

### **V.5.2. Normas**

Todas las ensayos para determinar el cumplimiento con las especificaciones serán suministradas por un laboratorio independiente por parte del Contratista y aprobado por el representante del Propietario. Independientemente del método seleccionado, el mismo procedimiento de ensayo será utilizado antes y después del trabajo de mejoramiento del suelo, con la finalidad de suministrar la evaluación más precisa del grado de mejoramiento obtenido.

Estándares Aplicables: Se deben emplear las versiones más recientes de los siguientes métodos de ensayo o estándares:

1. ASTM D1586 "Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils."
2. ASTM D5778 "Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils" (CPT).

Documentos de Referencia: Los documentos de referencia a ser utilizados por el Contratista deberá incluir:

1. Esta especificación.
2. Los planos del proyecto

### **V.5.3. Definiciones**

1. La vibro sustitución es un método de instalación de columna, en el cual un vibrador (sonda vibratoria insertada en el agujero) compacta los agregados en una columna y densifica los suelos alrededor para aumentar el esfuerzo cortante y la capacidad soportante y reduce el potencial de licuefacción y de asentamiento. Suelos de graduación fina, mezclados y en capas: Estos suelos generalmente no se densifican fácilmente cuando son sometidos a vibración únicamente. La técnica fue desarrollada específicamente para estos suelos, extendiendo el rango de los tipos de suelos que pueden ser mejorados con el proceso de vibración profunda. La estabilidad de agujero debe ser mantenida ya sea con agua (método Humedo) o vibración alimentada en el fondo (método de vibración insertado en de agujero).
2. Representante de Control de Calidad: Es el representante individual contratado por el Propietario, al que se han encomendado las tareas de inspección y ensayos, conforme a lo definido en esta especificación.
3. Método de Alimentación Superior, Húmedo (Sustitución + Desplazamiento): Con este método, el agua a presión es utilizada para remover los materiales suaves, estabilizar el agujero del virador, y asegurar que la roca de relleno llega a la punta del vibrador. Un deterioro húmedo es generado con este método, y debe ser manejado cuidadosamente. La roca de relleno se densifica en tramos de 0,5 a 1,0 metros.
4. Método de Alimentación por el Fondo, Seco (Desplazamiento): Este método emplea el mismo tipo de vibrador que el método de alimentación superior, pero agregándole una tolva y un tubo para alimentar la roca de relleno directamente a la punta de vibrador. La Vibro Sustitución alimentada en el Fondo generalmente produce

pequeños deterioros y no es inhibido por la presencia de la tabla de agua. La roca de relleno se densifica en tramos de 0,5 a 1,0 metros.

5. Pre perforación: Este procedimiento consiste en perforar en la ubicación programada previo a la colocación del vibrador para aflojar ó remover el suelo para facilitar la penetración del vibrador.

#### **V.5.4. Entregables**

Entregables Previos al Trabajo de Campo: El contratista deberá entregar al representante del Propietario lo siguiente, dos semanas previas al inicio del trabajo:

1. Atestados de gerencia, supervisión, y personal clave para aprobación del representante del Propietario.
2. Un Plan de Trabajo para la sección de ensayos y trabajo de producción, resaltando el espaciamiento, localización y profundidad para lograr los criterios especificados
3. Un plano de taller para revisión del representante del Propietario, indicando el espaciamiento, localización y profundidad de las sondas/vibrador.
4. Cronograma del Plan de Trabajo.
5. Procedimiento del Control de Calidad y formularios de la bitácora de registro.
6. Tramo de Post-Ensayos y Pre-Producción de Trabajo:
  - Someter los resultados del tramo de ensayo.
  - Someter a revisión el plan de trabajo, en caso de que los resultados del tramo de ensayo requieran una modificación al plan de trabajo original.

Entregables Durante Producción: El contratista deberá someter al representante del Propietario durante el trabajo lo siguiente:

1. Datos precisos diarios que incluya número de sondeo, hora de inicio y final de sondeo, profundidad del tratamiento, cantidades aproximadas de relleno (roca), e indicación del
2. incremento relativo del amperímetro.
3. Cualquier cambio en el programa predeterminado de ejecución, requerido debido a cambios en las condiciones del subsuelo.

Entregables de Cierre: El contratista deberá someter al representante del Propietario, lo siguiente dentro de los 14 días de la terminación del trabajo de vibro sustitución.

1. Planos Según Construido “as built”: Planos documentando cualquier cambio significativo a los planos de taller.

## Equipos y materiales

### **V.5.5. Equipo**

1. General: El contratista deberá suministrar el equipo en buenas condiciones de operación, capaz de ejecutar el trabajo especificado aquí. Las especificaciones completas de equipos deberán ser sometidas al representante del Propietario para aprobación previo al inicio del trabajo de campo.
2. Vibrador: El vibrador es una sonda vibratoria insertada en el agujero que produce vibraciones horizontales de una fuente de energía cercana a la punta de la sonda. El contratista de deberá utilizar un vibrador capaz de suministrar por lo menos 60 kW (80 HP) de energía nominal y una fuerza centrífuga de 15 toneladas. El vibrador debe tener como mínimo de 40 centímetros (16 pulgadas) de diámetro y ser capaz de producir columnas de grava con diámetros de hasta 150 centímetros (5 pies). Los tubos del vibrador deberán tener marcas duraderas a intervalos de 0,5 metros, con visibilidad de la profundidad de penetración cuando esté en uso. Un número correspondiente a la distancia desde la punta del vibrador deberá ser visible inmediatamente en cada marca (por ejemplo 0,5, 1,0, 1,5 metros...).
3. Instrumentación del Equipo: El contratista de deberá proveer un dispositivo apropiado de medición, en una ubicación tal, el aumento de amperaje podría ser verificado durante la operación del equipo. El dispositivo de medición puede ser un amperímetro indicando directamente el consumo de amperaje del motor del vibrador.

### **V.5.6. Materiales**

1. A menos que se especifique otra cosa, se deberá utilizar roca para vibro sustitución. La roca de relleno deberá consistir en fragmentos de roca angular a subangular, relativamente duros, con tamaños de partículas en el rango de 3 mm (1/8 pulgada) a 38 mm (1-1/2 pulgadas). El material por usar deberá ser aprobado por el representante del Propietario. Un criterio de graduación No. 57 (ASTM C33) es aceptable.
2. El material deberá ser muestreado de los apilamientos usando la norma ASTM D75, con una frecuencia de al menos cada 1000 ton.
3. El contratista deberá suministrar evidencia de que el material a ser usado cumple y excede los requisitos de diseño.

## Ejecución

### ***V.5.7. Instalación de las columnas de vibro sustitución***

1. Si se utiliza el método de construcción Alimentación Superior, Húmedo:
  - Vibrador: Se colocan los primeros 30 centímetros de roca. Luego se baja el vibrador a la profundidad de diseño y se le agregará roca según sea necesario.
  - El vibrador será levantado y bajado repetitivamente de forma tal que en cada repenetración, la punta de Vibrador avance a un mínimo de 0,5 metros de la profundidad de la penetración anterior. El vibrador no será levantado más de 1,0 metro en ningún momento, a monos que la roca deje de caer al fondo del vibrador.
2. Sí se utiliza el método constructivo de Alimentación por el Fondo, Seco:
  - Vibrador: El vibrador será descendido a la profundidad de diseño y la roca alimentada mediante el sistema tremie, según sea necesario. El Vibrador será levantado y bajado repetitivamente de tal forma que, en cada repenetración, la punta avanza dentro de los 0,5 metros de la profundidad de la penetración previa. El vibrador no será levantado más de 1,0 metro en ningún momento, a monos que la roca deje de caer al fondo del vibrador.
3. Sí se utiliza el método constructivo de Alimentación Inferior, Seco y la pre perforación se requiere, se llevará a cabo con un diámetro de auger equivalente al 75-100% del diámetro final de la columna:
  - Vibrador: El Vibrador será entonces bajado a la profundidad de diseño. La roca podría ser agregada al agujero ya sea antes o después de la inserción del vibrador siempre que el vibrador sea capaz de penetrar dentro de los 30 centímetros del fondo designado para el VR.
  - El Vibrador será levantado y bajado repetitivamente de tal forma que, en cada repenetración, la punta avanza dentro de los 0,5 metros de la profundidad de la penetración previa. El vibrador no será levantado más de 1,0 metro en ningún momento, a monos que la roca deje de caer al fondo del vibrador.

### ***V.5.8. Control de calidad***

El programa de control de calidad debe consistir de lo siguiente:

1. Vigilancia: Toda la Vibro Sustitución deberá ser ejecutada bajo la vigilancia del representante de Control de Calidad contratado por el representante del Propietario.

2. Monitoreo y Registro: El monitoreo y registro de las operaciones de Vibro Sustitución para todas las áreas de ensayo y trabajo de producción deberá ser efectuado por el representante de Control de Calidad.

A- Tramo de Ensayo: El representante de Control de Calidad deberá monitorear la ejecución del tramo de ensayo y llevar a cabo los ensayos indicadas abajo, antes del trabajo de producción.

- La ubicación del tramo de ensayo deberá ser acordado por el representante de Control de Calidad y el contratista dentro del área de tratamiento. El tramo de ensayo deberá tener una superficie mínima de 50 metros cuadrados.
- El método de instalación, materiales, equipo, y procedimientos deberá ser el mismo que aquellos a ser usados para el trabajo de producción.
- Si el tramo de ensayo de preproducción indica que no se ha logrado el criterio de rendimiento, el contratista de VR deberá revisar el Plan de Trabajo para reflejar los resultados del tramo de ensayo. Si los resultados del tramo de ensayo no suministran suficiente información para determinar los ajustes requeridos, se deberá efectuar otro tramo de ensayo sin costo adicional para el Propietario.
- El representante de Control de Calidad deberá ejecutar los siguientes ensayos en el tramo de ensayo: cuatro (4) ensayos SPT, para verificar el promedio alcanzado de compactación basado en el promedio de los resultados de los ensayos dentro de la cuadrícula de compactación (es decir, un tercio de la distancia mínima entre dos puntos de compactación en el centro de la cuadrícula triangular) (Las ubicaciones serán determinada por el representante de Control de Calidad). Sondeos CPT pueden también ser utilizados para la verificación, sujeto a aprobación previa del representante de Control de Calidad.
- La ubicación de los puntos de ejecución de los sondeos SPT se deberán definir de manera aleatoria, se pueden emplear técnicas de muestreo aleatorias basadas en ASTM D3665.
- Una vez aprobada la metodología y procedimiento de ejecución mediante el tramo de ensayo, se ejecutará el trabajo siguiendo las pautas definidas en el tramo de ensayo. Si llegase a existir un cambio en el equipo o procedimiento, se deberá realizar un nuevo tramo de ensayo usando las nuevas condiciones.

B- Plan de producción: el representante de Control de Calidad deberá llevar a cabo lo siguiente, registrar:

1. Número de sondeo

2. Tiempo de inicio y final de cada sondeo
3. Profundidad del tratamiento
4. Cantidad aproximada de relleno de roca
5. Lectura máxima de amperímetro
6. Comentarios u observaciones inusuales
7. Se deberán ejecutar los siguientes ensayos:
  - La frecuencia mínima de ensayos in situ deberá ser un ensayo cada 230 metros cuadrados de área de superficie tratada, y deberá extenderse hasta el fondo de la profundidad del tratamiento de vibro sustitución.

#### V.6. Presupuesto

El presupuesto estimado para la solución propuesta como mejoramiento del terreno, se basó en precios aproximados de proyectos similares. Actualmente no existe oferta-demanda de este tipo de tratamientos en Costa Rica, dado lo especializado de los equipos y del casi nulo mercado existente. Por tanto, los costos para ejecutar un tratamiento de vibro sustitución son elevados, ya que se debe contemplar la movilización de equipos desde otros países. Para la estimación del monto de ejecución, se usó una distribución triangular cada 2.2 m c.a.c y longitud de 24 m. El **Cuadro 82** muestra los resultados obtenidos:

**Cuadro 82.** Presupuesto desglosado estimado para la solución de vibro sustitución

Descripción	%	Sub Total
Equipo y maquinaria	55	\$ 770 000
Materiales	22	\$ 308 000
Imprevistos	8	\$ 112 000
Administración	5	\$ 70 000
Utilidad	10	\$ 140 000
<b>TOTAL</b>		<b>\$1 400 000</b>

**Cuadro 83.** Costo unitario para la solución de vibro sustitución

Descripción	Unidad	Precio unitario	Cantidad	Total
Vibro sustitución	m	\$70	200 000 m	\$1 400 000



## **V.7. Conclusiones y recomendaciones**

### **V.7.1. Conclusiones**

#### **V.7.2. Al finalizar el presente trabajo, se obtienen las siguientes conclusiones:**

1. Para un sismo de nivel operativo, no se presenta licuación ni en el relleno ni en la fundación.
2. Para un sismo de nivel constancia, se presenta licuación tanto en el relleno de reclamación como en la fundación.
3. Se determinó concordancia en la predicción de potencial de licuación basadas tanto en el ensayo SPT como en el ensayo CPT después de realizar el análisis numérico.
4. Se determinó que el relleno de reclamación provoca una amplificación de la señal sísmica respecto a la base de este, de aproximadamente 20%.
5. Se investigaron de múltiples modelos constitutivos avanzados que permiten modelar de mejor manera la generación de excesos de presión de poro. Estos modelos requieren de una gran cantidad de trabajo de laboratorio en términos de ensayo triaxiales drenados y ensayos de consolidación.
6. Se determinó la necesidad de emplear modelos constitutivos avanzados para la modelación numérica del fenómeno de licuación. Se determinó el empleo del modelo UBC SAND, permite su calibración con base a ensayos geotécnicos de campo como el SPT y CPT.
7. Las modelaciones numéricas unidimensionales y bidimensionales reflejan la generación de excesos de presión de poro tanto en el relleno de reclamación como en la fundación.
8. Las modelaciones numéricas unidimensionales y bidimensionales reflejan concordancia entre las áreas potencialmente licuables determinadas con las metodologías clásicas basadas en SPT y CPT.
9. Se determinó la necesidad de realizar un mejoramiento del terreno que permita mitigar el potencial de licuación tanto en el relleno de reclamación como en la fundación.
10. Se diseñó un mejoramiento al terreno basado en columnas de grava ejecutado mediante la técnica de vibro sustitución, con diámetro de 0.95 m, espaciadas 2.2 m centro a centro, patrón de ejecución triangular y una profundidad de 22 m.

11. Se verificó analítica y numéricamente que el diseño de mejoramiento al terreno mitiga efectivamente el potencial de licuación tanto en el relleno de licuación como en la cimentación.
12. Se terminó un costo unitario para el mejoramiento al terreno de 70 \$/m, para un monto total del trabajo de \$1 400 000.

### **V.7.3. Recomendaciones**

1. Se recomienda ampliar el estudio mediante la aplicación de un modelo numérico tridimensional.
2. Se recomienda realizar una modelación numérica específica para los elementos de mejoramiento del terreno, como lo son las columnas de grava.
3. Se recomienda investigar y calibrar modelos constitutivos avanzados para los materiales de índole nacional, que permitan realizar modelaciones numéricas más adecuadas para cada problema geotécnico en específico.
4. Se recomienda la inclusión de un curso específico de modelación numérica como parte del programa de maestría en ingeniería geotécnica.

## **V.8. Referencias**

### **V.8.1. Documentación técnica del proyecto: Terminal de Contenedores de Moín**

1. CH2M Hill. (2013). Informe Final de Movimientos Sísmicos Específicos para la Condición del Sitio de Referencia. Colorado: Estados Unidos.
2. CH2M Hill. (2013). Levantamientos Topográficos y Mapeo. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
3. CH2M Hill. (2013). Informe de Datos Geotécnicos y Anexos. Colorado: Estados Unidos.
4. CH2M Hill. (2013). Estimación de Asentamientos. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
5. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Mejoramiento de Suelos. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
6. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Propiedades del Suelo. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.
7. CH2M Hill. (2013). Memorándum Técnico de Análisis Potencial de Licuefacción. Colorado: Estados Unidos. Colorado: Estados Unidos.

8. APM Terminals. (2013). Metodología Constructiva de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. San José: Costa Rica.
9. CH2M Hill. (2013). Especificaciones Técnicas de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. Colorado: Estados Unidos.
10. CH2M Hill. (2013). Planos Constructivos de la Nueva Terminal de Contenedores de Moín. Colorado: Estados Unidos.

#### ***V.8.2. Libros, artículos de revista, trabajos de graduación***

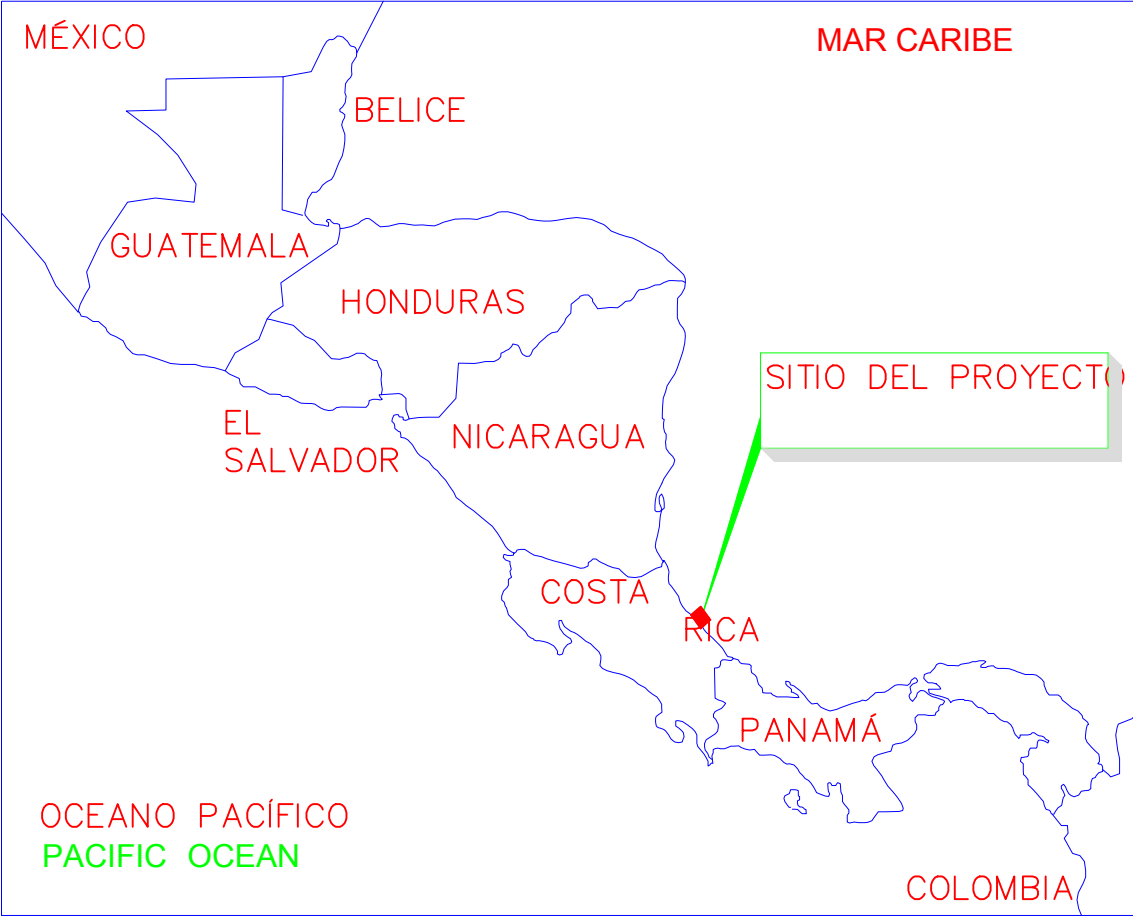
11. Asociación Costarricense de Geotecnia, Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica. (2009). Código de Cimentaciones de Costa Rica. 2a Edición. Editorial Tecnológica de Costa Rica: San José, Costa Rica.
12. Laporte, G (1995). Licuación de suelos y desplazamiento horizontal del terreno, inducido por sismo: análisis y evaluación para Costa Rica. Trabajo de graduación Maestría en Ingeniería Geotécnica. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
13. Idriss, I.M; Boulanger, B.W. Soil Licuefaction During Earthquakes. EERI: Oakland, Estados Unidos.
14. Kramer, S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall: New Jersey, Estados Unidos.
15. M.W. Bo. (2004). Reclamation and Ground Improvement. Cengage Learning: Lorong Chuan, Singapure.
16. Bowles, J. (1999). Foundation Analysis and Design. McGrawHill:
17. Das, B. (2012). Ingeniería de Cimentaciones. Cengage Learning: Distrito Federal, Mexico.
18. Soriano, A (2005). Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM 0.5-05. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento: Madrid, España.
19. Llorca, J (2012). Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM 2.0-11. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento: Madrid, España.
20. Lees, A. (2016). Geotechnical Finite Element Analysis: A practical guide. 1ra Edición. ICE Publishing Pipe Jacking Association
21. Das, Braja M. (1993). Principles of Soil Dynamics. PWS – KENT Publishing Company: Stamford, Estados Unidos.

22. Dávila, M. (2014). Analysis of the static and dynamic behaviour of hydraulic fills. Tesis de Doctorado. Departamento de ingeniería y morfología del terreno, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
23. Ishihara, K. (1996). Soil Behavior in Earthquake Geotechnics. Oxford University Press Inc: Nueva York, Estados Unidos.
24. M.W. Bo. (2004). Reclamation and Ground Improvement. Cengage Learning: Lorong Chuan, Singapore.
25. Sakr, M. Ansal, A. (2012). Special Topics in Earthquake Geotechnical Engineering. Springer. Londres, Inglaterra.
26. Sotela, C. (2011). Zonificación de sitios para la valoración de la aceleración pico efectiva según criterios del Código Sísmico de Costa Rica. Trabajo de graduación. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
27. Srbulov, M. (2008). Geotechnical Earthquake Engineering. Springer: Londres, Inglaterra.
28. Towhata, I. (2008). Geotechnical Earthquake Engineering. Springer-Verlag: Berlin, Alemania.
29. Valverde, M (1980). Análisis de Respuesta Dinámica de Depósitos de Suelos Ubicados en Varias Ciudades del Valle Central. Trabajo de graduación. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
30. Vargas, L. A. (1997). Métodos indirectos para determinar algunas propiedades dinámicas de los suelos. Trabajo de graduación. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
31. Vargas, W. (2009). Fuentes del curso "Dinámica de suelos". Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
32. Yoshida, N. (2015). Seismic Ground Response. Springer: Londres, Inglaterra.

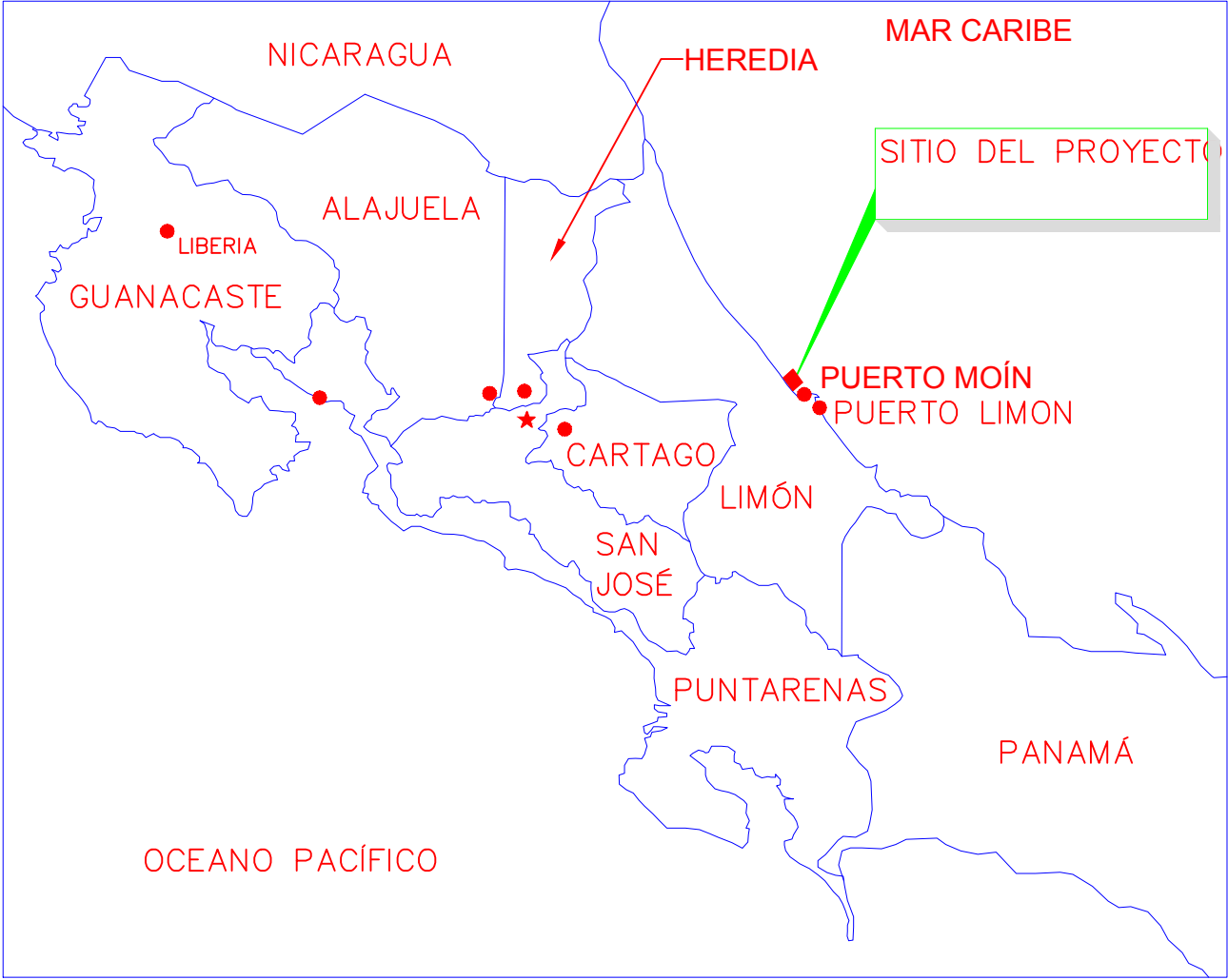
## **VI. CAPITULO 6: ANEXOS**

### **VI.1. Anexos al Capítulo 2: Planos de diseño**

En las siguientes paginas se muestran los planos generados a partir del análisis diseño realizado.



MAPA DE ENTORNO  
SIN ESCALA



MAPA DE UBICACIÓN  
SIN ESCALA



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA GEOTECNICA  
PF-3940 TALLER APLICADO 1

Diseño de la cimentación profunda del muelle de la Terminal de Contenedores de  
Moin (TCM) , Moin, Limón

Contenido: Ubicación del proyecto

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 1 / 4



<div><div><div>PILOTES</div><div>A. Pilotes de Tubo, Incluyendo Pilotes Guía y de Prueba: Tamaño mínimo y espesor de pared conforme al mostrado en los planos. Los pilotes deben ser fabricados según API 5L Grado X52, AWWA C 200 Grado 50, o ASTM A252, Grado 3. Si los pilotes son fabricados de acero cumpliendo con ASTM A252 Grado 3, aplican las siguientes modificaciones: 1. CE máximo de 0,45%. CE calculado por: CE=C+Mn + Si)/6 + (Cr +Mo +V)/5 + (Ni + Cu)/15. 2. El contenido de azufre no debe exceder 0,05%. 3. Diámetro= ± 3mm para tramos de tubería que serán empalmados en campo, o ± 0,75mm del diámetro para pilotes de longitud completa. 4. Espesor de pared: -5%, +10% del espesor nominal de la pared. 5. Alineamiento: ±1% para la longitud de la tubería. 6. Para soldadura y base de metal predefinida, según Cuadro 3.1 del AWS D1.1, tratar los pilotes de tubería de acero que cumplan con ASTM A252, como ASTM A 572 Grado 50 o A 709 Grado 50. 7. El proceso de soldadura GMAW no puede ser usado en este proyecto. 8. Las costuras deben ser Soldadura de Penetración Total (CJP, por sus siglas en inglés). 9. Soldaduras de la circunferencia deben ser CJP. 10. Realizar NDT en 25% de cada costura de soldadura longitudinal o en espiral usando prueba radiográfica (RT) o prueba ultrasónica (UT). 11. Ejecutar el 100% de NDT de la circunferencia en soldaduras a tope. 12. Soldaduras CJP deben ser ejecutadas con un anillo de respaldo. a. El espesor mínimo debe ser 6 mm, y el anillo de respaldo debe ser continuo. b. Los empalmes en el anillo de respaldo debe ser realizados con soldadura CJP.</div><div>EMPALMES DE PILOTES</div><div>A. Cumplir los requerimientos de AWS D1.1, excepto por lo indicado amba y proporcionar comportamiento de esfuerzos en flexión, tensión, compresión, y torsión igual a los tramos de pilotes no empalmados. B. Los empalmes en sitio deben ser de surco sencillo CJP. El precalentamiento mínimo y la temperatura entre pasadas debe ser de 66°C. C. No enfriar con agua las soldaduras en campo, sino permitir que las soldaduras se enfrien solas a temperatura ambiente. D. Remover los extremos de los pilotes que hayan sido dañados durante el hincado por un tramo sano y uniforme. Los extremos de la tubería deben cumplir con el diámetro de tolerancia, alineamiento de bordes y circunferencia. E. Los extremos de la tubería deben ser cortados en sitio usando un equipo automatizado de corte. No usar soplete manual para corte. F. Prefabricados: No están permitidos.</div><div>PROTECCION DE LA PUNTA DEL PILOTE</div><div>A. La necesidad de zapata de protección de puntas será determinada durante el programa de prueba. B. Si es requerida, una zapata abierta para el hincado sería utilizada con pilotes abiertos. C. Un pilote con placa en el extremo sería utilizado con pilotes cerrados.</div></div><div><div>PROTECCION CONTRA LA CORROSION</div><div>LA SECCIÓN INCLUYE</div><div>A. Epóxico de alquitrán.</div><div>REFERENCIAS</div><div>A. Las publicaciones enlistadas a continuación forman parte de esta especificación en la medida que son referenciadas. Las publicaciones son referidas en el texto sólo por su designación básica. 1. ASTM International (ASTM): a. D1186, 1993 Nondestructive Measurement of Dry Film Thickness of Nonmagnetic Coatings Applied to a Ferrous Base. b. E376, 1989 Measuring Coating Thickness by Magnetic-Field or Eddy-Current (Electromagnetic) Test Methods. 2. The Society for Protective Coatings (SSPC): a. SP 1, 1982 Solvent Cleaning. b. SP 10, 1991 Near-White Blast Cleaning. c. Paint 16, 1991 Coal Tar Epoxy Paint.</div><div>EQUIPO DE HINCA DE PILOTES</div><div>A. Martinete y Sistema de Hincado de Pilotes: 1. Martinetes de aire, hidráulicos o diesel de extremo abierto (OED, por sus siglas en inglés) de operación continua con regulación total para el combustible y/o configuración de la válvula, y sin sobreesfuerzo o producir daño de alguna forma al pilote durante la instalación. 2. Tamaño y tipo para mantener constantemente una energía dinámica eficaz, suficiente para hincar los pilotes a la capacidad máxima del pilote y la elevación mínima de la punta. 3. Capacidad del Compresor/Caldera: Proveer con por lo menos 10 por ciento más que el requerimiento mínimo del fabricante. 4. Martinete de Aire Calibrado con Manómetro de Presión: Proveer y colocar al lado de las válvulas del martinete, no más de 30 metros (100 pies) de manguera de la entrada del martinete y localizada para observación fácil. 5. Energía Mínima Nominal para el Martinete: a. Martinetes de Aire: Según sea requerido. b. Martinetes Hidráulicos: Según sea requerido. c. Martinetes Diesel: Según sea requerido. B. Amortiguador/Bloque del Martinete: Fabricado con material estable y predecible. 1. Fabricante y Tipo: a. Metex Corp; Aluminio-Micarta, Fuerza 10. b. Penn State Metal Fabricators; Aluminio y Conbest.</div><div>C. Casco: Colocar sobre el pilote y mantener uniforme y concéntricamente con juego mínimo sobre el pilote. D. Cabezal del Pilote: Libre para girar. E. Guías de Hincado de Pilotes: 1. El grado de rigidez y de fuerza aceptable estará sujeto a la revisión del Ingeniero. 2. Guías Fijas: Suministrar con observador hidráulico. 3. Guías de Oscilación: a. Plantilla de Hincado: Capaz de mantener el alineamiento y la posición de las guías y del pilote durante el hincado con las tolerancias especificadas aquí. b. Con suficiente longitud de manera que no se necesite bajar las guías durante el hincado de pilotes. 4. Con suficiente longitud para que el uso del seguidor no sea necesario. 5. Recto y paralelo, sin desviarse de la línea recta más de 12 mm en 4,5 m de longitud (1/2 pulgada en 15 pies de longitud). 6. Fácilmente ajustable para permitir el hincado axial sin interrupción, si los pilotes se desvían del alineamiento requerido.</div><div>CONTROL DE CALIDAD EN CAMPO</div><div>A. Monitoreo Dinámico: Programar, coordinar y llevar a cabo de conformidad con la Sección 200, Prueba Dinámica de Pilotes. B. Prueba de Carga de Pilote: Programar, coordinar y llevar a cabo de conformidad con la Sección 300, Prueba Estática de Pilotes. C. Registro Diario y Bitácora: Documento para cada revisión de pilote como mínimo: 1. Identificación del pilote/ ubicación. 2. Condiciones climáticas y de nivel freático. 3. Fecha y hora de inicio y finalización del hincado. 4. Profundidades respectivas de penetración. 5. Elevaciones de la punta y corte del pilote. 6. Resistencia de hincado por cada 30 cm de hincado de la longitud total del pilote. Incluir el conteo de golpes, el promedio del golpe y la relación del golpe para cada intervalo de 30 cm. Se requiere el uso de un Saxímetro para medir el promedio de la altura del golpe y la relación de los conteos del golpe para los martinetes de golpe variable. 7. Equipo usado. 8. Método de instalación. 9. Posición final de la cabeza del pilote (coordenadas x, y, z) después del corte indicando si el pilote está instalado dentro de las tolerancias especificadas. 10. Naturaleza y ubicación de las obstrucciones encontradas. 11. Otras observaciones pertinentes del hincado del pilote. D. Pilotes Dañados, Obstruidos y Rechazados: 1. Donde los pilotes no están instalados como se muestran en los Planos, están dañados o excedan la tolerancia especificada, el Ingeniero rechazará el pilote. El trabajo correctivo requerido, incluyendo excavación, relleno, hincado de pilotes adicionales y concretos o acero adicional requerido, no deberá significar costo adicional para el Propietario. 2. El pilote rechazado debe ser removido sin ningún costo para el Propietario. 3. El Contratista debe ser responsable por el reembolso al Propietario de todos los costos de ingeniería requeridos para evaluar los pilotes y para rediseñar los cabezales, contratraves y otros elementos de los cimientos, que puedan ser requeridos como resultado de instalación inapropiada o pilotes dañados.</div><div>PRUEBA DINAMICA DE ALTO ESFUERZO</div><div>A. Equipo de Prueba: 1. Contratista: Proveer equipo de monitoreo dinámico, incluyendo analizador de pilote dirigido (PDA), y todo el equipo auxiliar para realizar la prueba dinámica de alto esfuerzo de acuerdo a ASTM D4945. B. Equipo para Hincado de Pilote: Usar el mismo martinete (s), sistema de hincado y equipo complementario para hincar pilotes de prueba dinámica y pilotes de producción. Mantener y operar el equipo de hincado de acuerdo con las indicaciones del fabricante. C. Pilotes de Prueba: Un mínimo de 4 pilotes serán probados en pruebas de pre producción de pilote. Otros 4 pilotes de producción serán probados durante la instalación de pilotes de producción. Si alguno de los pilotes probados indica que no cumple con los criterios especificados, o por cualquier otra razón, pruebas adicionales serán requeridas por el Ingeniero. D. Preparación del Pilote de Prueba: Marcar toda la longitud de cada pilote de prueba a intervalos de 30 cm y numerar las marcas consecutivamente empezando al pie del pilote con el propósito de registrar la resistencia a la penetración y la profundidad de penetración del pilote. Las marcas y numeración deben ser claramente visibles para el personal que monitorea. De ser solicitado, realizar marcas adicionales a intervalos de 2,5 cm para la sección(es) de 30 cm seleccionada(s).</div><div>PRUEBA ESTÁTICA DE PILOTES</div><div>A. General: De conformidad con los requerimientos de Sección 100, Pilotes de Acero, que tengan los mismos diámetros, espesor de pared, y propiedades de material que los pilotes utilizados en la producción. B. Pilotes Indicadores: Un mínimo de 4 pilotes para cada fase. La longitud debe ser por lo menos de 45 m. Podría instalarse pilotes indicadores adicionales, según lo determine el Ingeniero. C. Pilotes de Prueba Estática: Cuatro pilotes para cada fase. La longitud de cada pilote de prueba será determinada en base a los indicadores de las pruebas de pilote en el área, prueba de cono de penetración (CPT), sondeos y/o perforaciones conducidas en el sitio de prueba, y requerimientos de capacidad. D. Requerimientos Pertinentes: Las botas de corte interno y placas finales deben ser en cantidad y número suficiente para usar durante la instalación y prueba de Pilote Indicador y Prueba Estática de Pilote. Los resultados serán usados para evaluar los requerimientos para la instalación de Pilotes de Producción. 1. Programar 50 por ciento de los Pilotes Indicadores acondicionados con bota de corte interior y 25 por ciento de los Pilotes Indicadores a ser instalados con placa en el fondo o cono. 2. El utilizar la bota de corte interno y placa al final de cada Pilote Indicador y Prueba Estática según lo determine el Ingeniero. 3. APF u otra bota de corte interno similar es aceptable; las placas finales o conos deben ser de la misma resistencia de material que se indica en la sección 100.</div></div></div>		<div><div>UNIVERSIDAD DE COSTA RICA</div><div>MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA GEOTECNICA</div><div>PF-3940 TALLER APLICADO 1</div></div>	Diseño de la cimentación profunda del muelle de la Terminal de Contenedores de Moin （TCM）, Moin, Limón		ESCALA: Indicada
Contenido: Especificaciones			Diseño: Danny Chacón Ramírez		







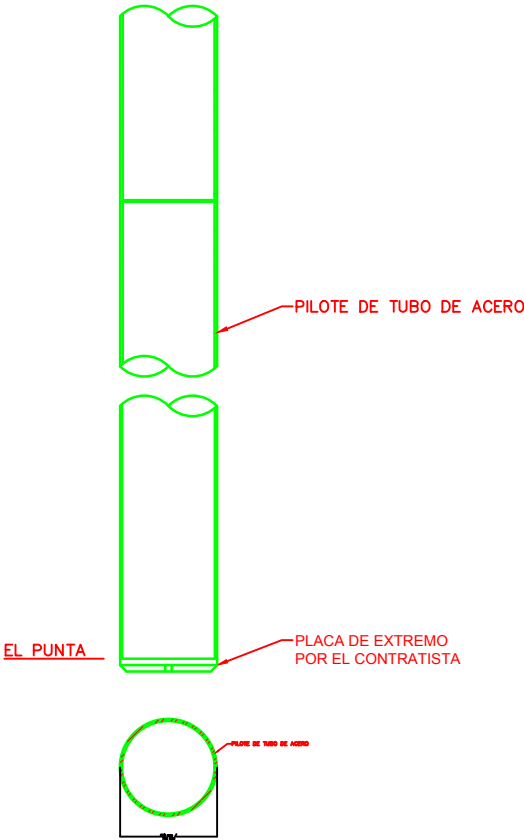
CUADRO DE DETALLE ESTRUCTURAL DE PILOTES

FILA	CORTE DE PILOTE	* ELEVACIÓN ESPECIFICADA PUNTA DE PILOTE
A	762 x 25,0	−43m
B	762 x 25,0	−43m
C	610 x 25,0	−43m
D	610 x 25,0	−43m
E	610 x 25,0	−43m
F	762 x 25,0	−43m

NOTAS:

\* PILOTES DEBEN SER HINCADOS HASTA LA ELEVACIÓN ESPECIFICADA PARA LA PUNTA Y DEBEN CUMPLIR LOS CRITERIOS DE HINCADO PARA LA ÚLTIMA CAPACIDAD A SER DETERMINADA DURANTE EL PROGRAMA DE HINCADO INDICADO.

PUNTA DEL PILOTE ESTIMADA CON BASE EN EL SUPUESTO DE UN METRO DE PENETRACIÓN EN EL ESTRADO DE SOPORTE.



CORTE TÍPICO PILOTE - TAPON

Sin Escala



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA GEOTECNICA  
PF-3940 TALLER APLICADO 1

Diseño de la cimentación profunda del muelle de la Terminal de Contenedores de Moin (TCM) , Moin, Limón

Contenido: Cotas de hinca y notas

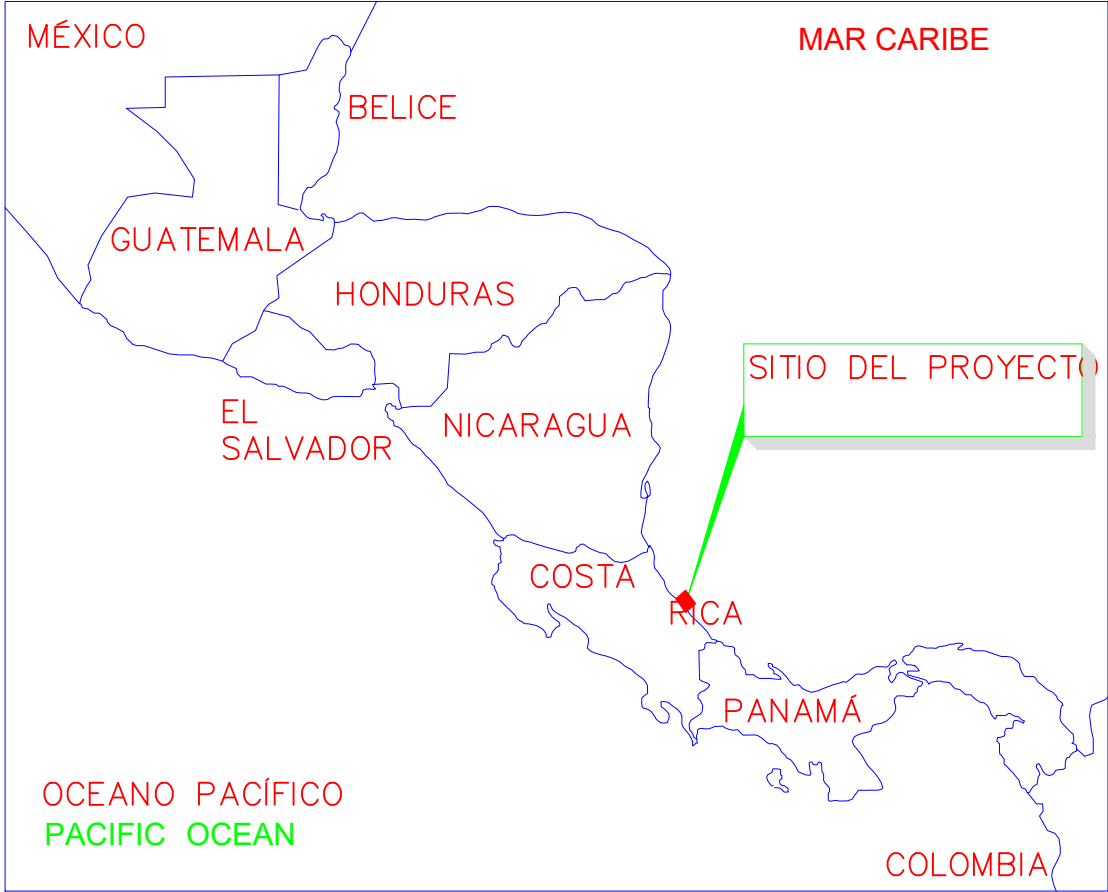
Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 4 / 4

**VI.2. Anexos al Capítulo 3: Planos de diseño**

En las siguientes paginas se muestran los planos generados a partir del análisis diseño realizado.



MAPA DE ENTORNO  
SIN ESCALA



MAPA DE UBICACIÓN  
SIN ESCALA



ESCUELA DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE  
MAESTROS PROFESIONALES EN INGENIERIA  
GEOTECNICA PF-3941 TALLER  
APLICADO 2

Diseño de tablestaca anclada para el muelle de remolcadores de la Terminal de Contenedores de Moin (TCM ), Moin, Limón

Contenido: Ubicación del proyecto

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 1 / 5

DEFINICIONES

La siguiente es una lista de estándares a los que se puede hacer referencia en esta sección:

- A36, Especificación estándar para acero estructural al carbón.
- A123, Especificación estándar para recubrimientos de zinc (galvanizado en caliente) en productos de hierro y acero
- A153, Especificación estándar para revestimiento de zinc (inmersión en caliente) en herrajes de hierro y acero.
- A183, Especificación estándar para pernos y tuercas de acero al carbono.
- A307, Especificación estándar para pernos y pernos de acero al carbono, 60,000 psi de fuerza de tracción.
- A572, Especificación estándar para acero estructural de alta aleación y bajo contenido de colombio y vanadio y vanadio.
- A1011/A1011M, Especificación para acero, láminas y tiras, laminado en caliente, carbono, estructural, de alta resistencia, baja aleación y de alta resistencia, baja aleación con formabilidad mejorada.

PRODUCTOS

TABLESTACA

- Tamaño y espesor mínimo de pared mostrado por el fabricante según ASTM A328, Grado 50.
- Secciones: Tipo conexión continua, características estructurales según se indica:

Cuadro 1. Especificaciones sección de tablestaca

Denominación de la sección	Espesor del alma (mm)	Peso por m <sup>2</sup> (kg)	Modulo Sección por m (cm <sup>3</sup> )
AZ17-770 (Grado 50)	8.5	94.3	1245
AZ28-700 (Grado 50)	13.2	157.2	2760
AZ37-700 (Grado 50)	13.3	177.4	3705

- Módulo de Sección: Basado en una pieza entera individual, no depende de la fricción de entrelazado entre secciones de pilotes para asegurar el módulo de sección requerido.
- Estampar número de lote de fabricación en cada tablestaca.

- Orificios para Halar (Manipulación): Estándar del Fabricante, no se permitirán huecos adicionales.
- Tolerancias: El peso por centímetro cuadrado no puede variar por más de 2.5 por ciento arriba o abajo de lo especificado.

ACCESORIOS

- Armado de la varilla de anclaje: Ajustar espaciamiento, tamaño, dimensiones de placa, y longitud de varillas de amarre si las secciones de la tablestaca son de diferentes proporciones.

EQUIPO DE HINCA

- Armado de la varilla de anclaje: Ajustar espaciamiento, tamaño, dimensiones de placa, y longitud de varillas de amarre si las secciones de la tablestaca son de diferentes proporciones.
- Martinete de Diesel:
  - Peso del pistón: No menor a 1.634 kg (3.600 libras).
  - Energía Desarrollada: Exceder 1.794 m·kg (13.000 pies-libra) por golpe.
- Características del Extractor Vibratorio:
  - Momento Excéntrico 3.917 cm·kg (3.400 pulgadas-libra)
  - Frecuencia de vibración 700 a 1.020 vpm
  - Amplitud 0,78 a 2,5 cm (5/16" a 1")
  - Kilowatts 74.570 (mínimo)

LONGITUD DE LA TABLESTACA

- Las longitudes mostradas son aquellas requeridas bajo el corte. Suministrar tablestaca con suficiente longitud extra para proporcionar una cabeza nueva y para alcanzar desde la elevación del corte hasta la posición del equipo de hincado.

GUIAS DE HINCA

- Colocar la tablestaca usando vigas guía de soporte temporales y vigas guía de anclaje para formar estructuras rígidas durante la colocación y operación de hincado de la tablestaca.

COLOCADO

- Tablestaca limpia; inspeccionar por defectos y dimensiones adecuadas de entrelazado.





- Dar suficiente separación a la tablestaca entre los entrelazados y los lados para deslizarse, por su propio peso, en el entrelazado de la tablestaca previamente colocada hasta que la parte superior del terreno existente sea alcanzada por la punta de la tablestaca deslizable. No usar vibrador o martinete de hincado para forzar el entrelazado de tablestacas.

**HINCADO**

- Antes de iniciar el hincado, verificar la posición y alineamiento de la tablestaca. Ubicar la parte superior de la tablestaca dentro de 5 centímetros de la ubicación mostrada.
- Hincar la tablestaca hasta la elevación de la punta mostrada. Hincar hacia abajo las tablestacas que se hayan elevado durante el proceso de hincado de tablestacas adyacentes.
- Si se alcanza el rechazo antes de hincarlo a la elevación de la punta especificada, puede ser usado un martinete de impacto o chorro controlado. Aplicar el chorro simultáneamente con el hincado en ambos lados de la tablestaca.
- Tolerancias de hincado:
  - No más de 3 mm por 30 centímetros de la vertical en todas las direcciones. Suministrar una plomada u otro dispositivo para verificar el alineamiento vertical.
  - No más de 1 por ciento de la vertical ó 2 por ciento de la inclinación mostrada.

**CORTE DE LA TABLESTACA**

- Cortar en escuadra en la elevación requerida con herramientas que no dañen el área debajo de la superficie de corte.
- Tolerancia: Más o menos 12 mm

**CORTE Y EMPALME DE TABLESTACA**

- Extender al nivel requerido soldando una tablestaca adicional de longitud completa las bajo el nivel de terreno, y tablestacas con cabezas dañadas que hayan sido cortadas para permitir el hincado adicional.
- Empalme de tablestaca: Soldado a tope, haciendo penetración total en el alma. Las tablestacas adosadas a tablestacas empalmadas deben ser de longitud total.

**ENSAMBLE DE BARRAS DE ANCLAJE**

Instalación:

- Rellenar manualmente las barras de anclaje a una profundidad de 15 centímetros sobre las barras.
- Colocar las barras de anclaje alineadas del muro de contención al muro de anclaje
- Mantener el soporte de la barra de anclaje hasta el momento que la barra se tensione.
- Usar arena de relleno o calzas de madera para mantener las barras de anclaje alineadas.
- Tensionar las barras de anclaje con tensores en presencia del Ingeniero. Lubricar tensores con grafito previo a tensionar.
- Muro de Contención: Ajustado a la línea con la elevación superior mostrada. Después del ajuste de la barra de anclaje, retirar las tuercas de la barra de anclaje según sea necesario, para liberar y redistribuir esfuerzos en el muro.

**AGUJEROS PARA BARRA DE ANCLAJE**

- Cortar nítidamente a través de las tablestacas por medios mecánicos. No usar corte con soplete.
- El espaciamiento puede variar hasta 10 centímetros para evitar cortar los entrelazados de las tablestacas.
- Variaciones en el Espaciamiento: Prevenir una variación acumulada de más de 10 centímetros.

**CONTROL DE CALIDAD EN CAMPO**

Bitácora Diaria y Registro: Documentar para cada tablestaca hincada, mostrando como mínimo:

- Identificación/ubicación de la tablestaca
- Condiciones climáticas/nivel freático
- Fecha y hora de inicio y finalización del hincado.
- Profundidades de penetración respectivas
- Elevación de corte.
- Resistencia de penetración por cada 30 centímetros de penetración sobre la longitud total de la tablestaca
- Equipo usado
- Método de instalación



ESCUELA DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE COSTA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE  
MAESTROS PROFESIONALES EN INGENIERIA  
GEOTECNICA PF-3941 TALLER  
APLICADO 2

Diseño de tablestaca anclada para el muelle de remolcadores de la Terminal de Contenedores de Moin (TCM ), Moin, Limón

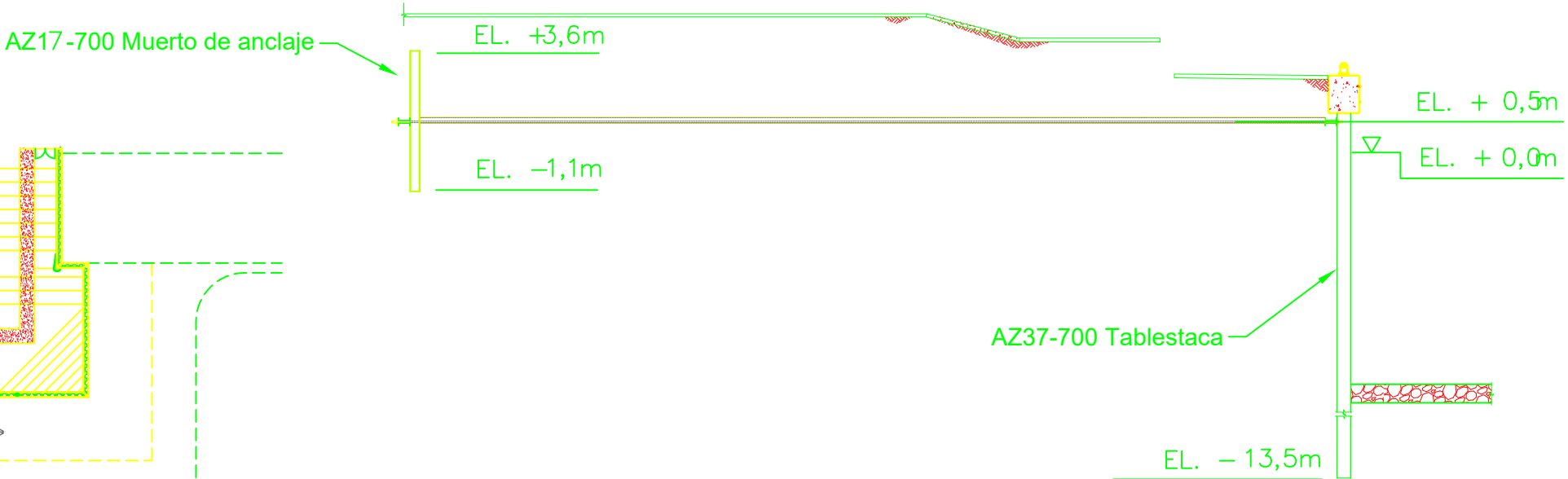
Contenido: Especificaciones

Diseño: Danny Chacón Ramírez

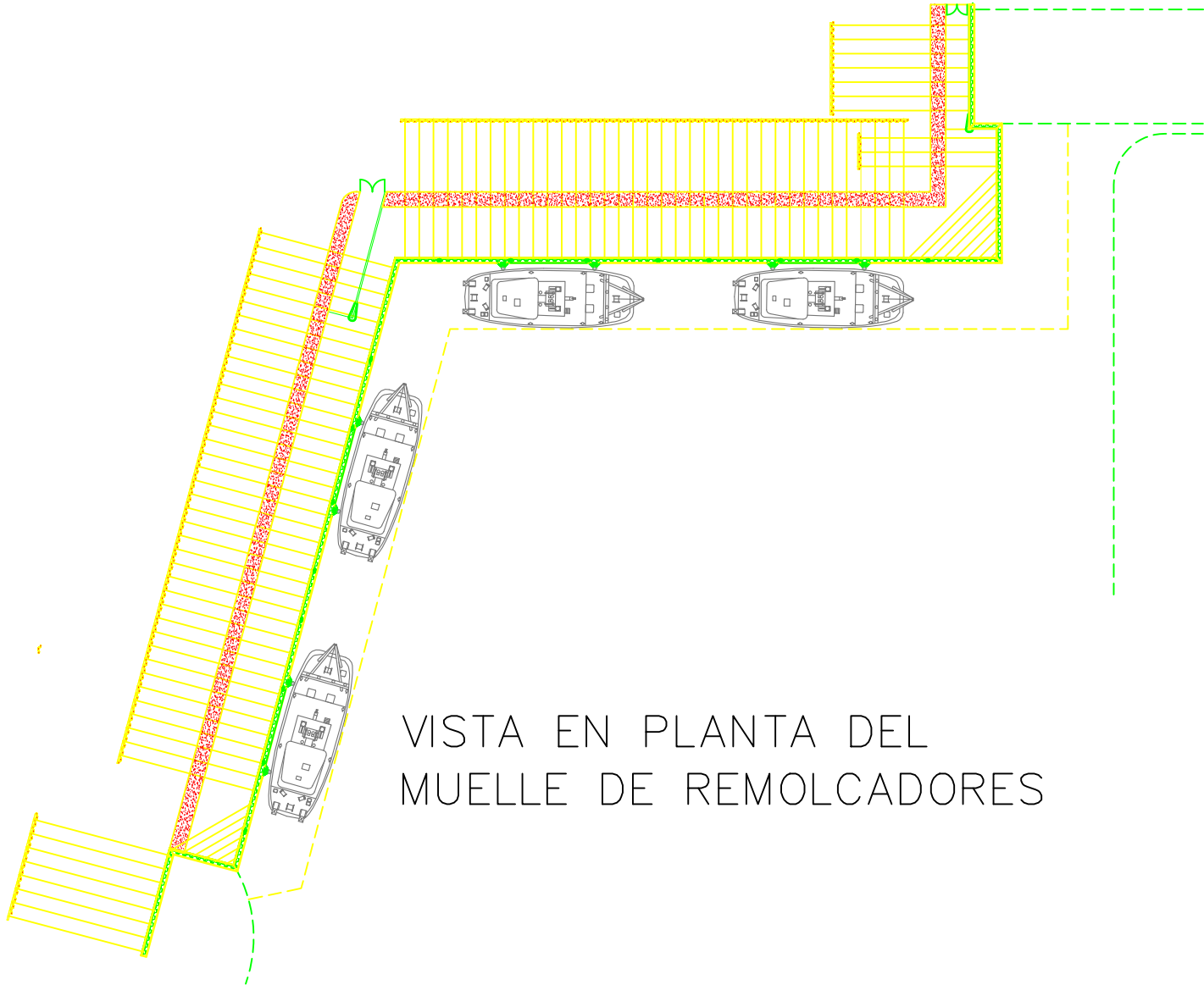
ESCALA: Indicada

LAMINA: 3 / 5

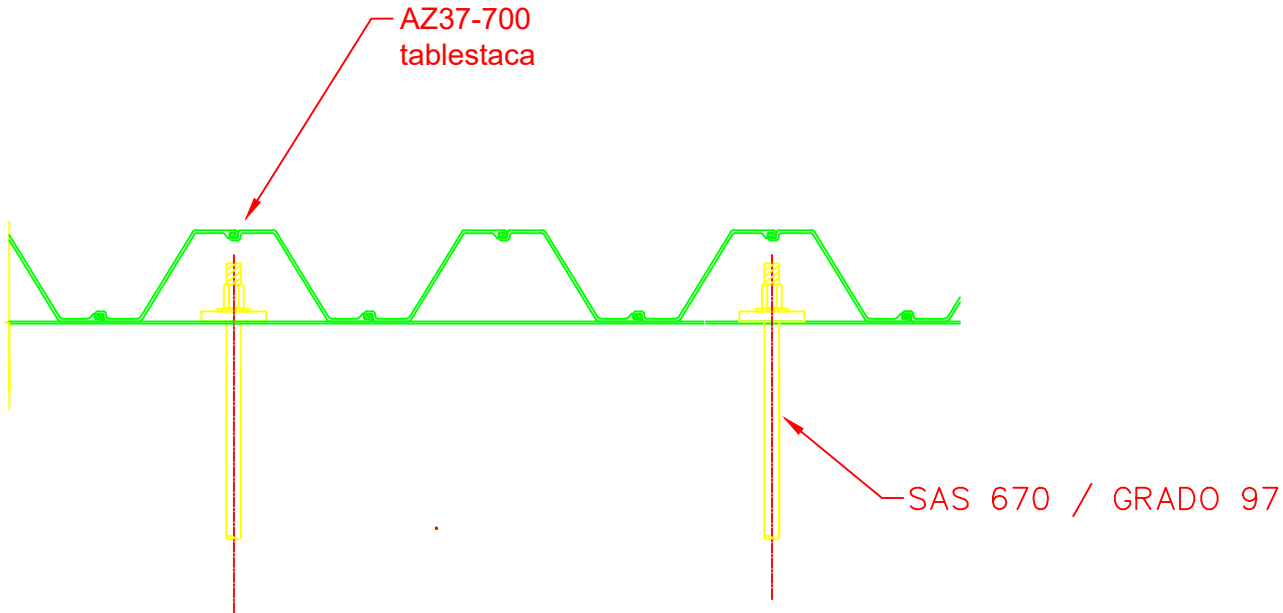
SECCION TRANSVERSAL DE  
TABLESTACA



VISTA EN PLANTA DEL  
MUELLE DE REMOLCADORES



DETALLE DE TABLESTACA



ESCUELA DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE COSTA  
RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE  
MAESTROS PROFESIONALES EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-3941 TALLER  
APLICADO 2

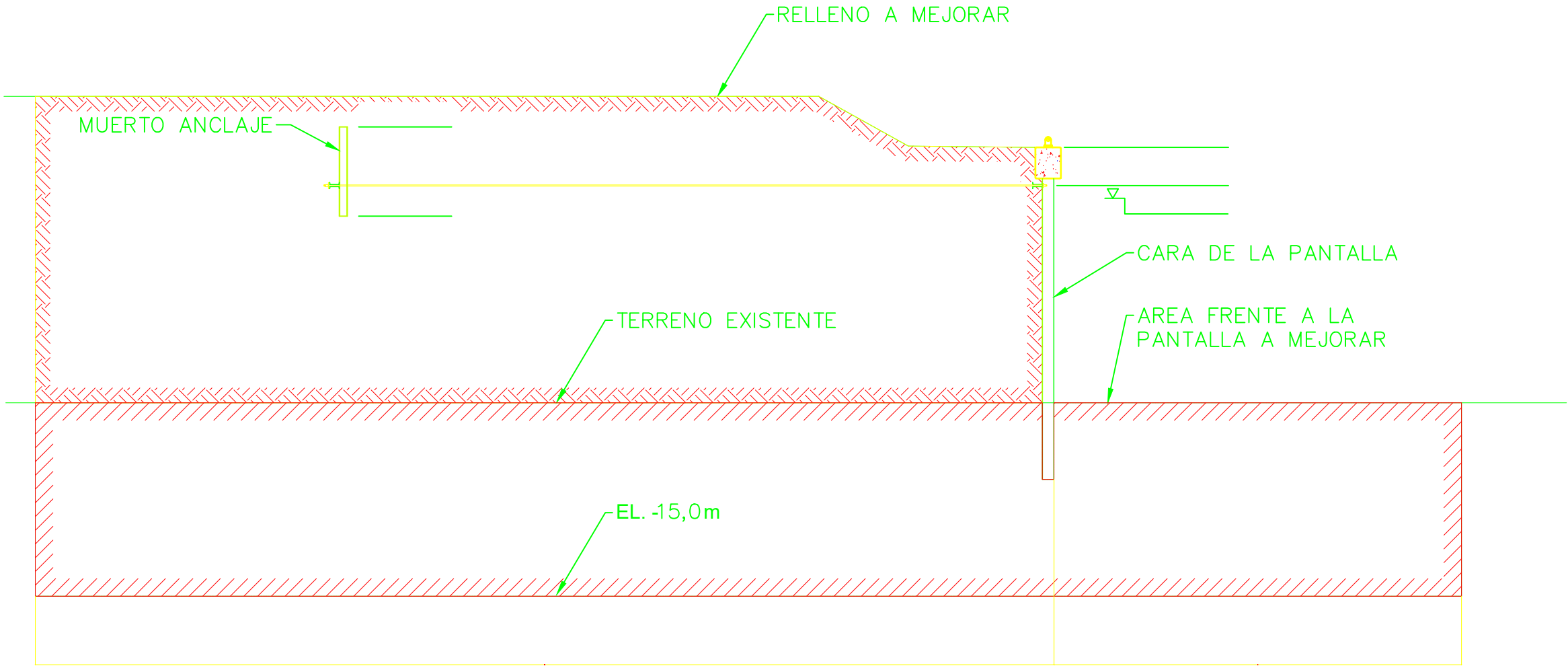
Diseño de tablestaca anclada para el muelle de remolcadores  
de la Terminal de Contenedores de Moin (TCM ), Moin, Limón

Contenido: Detalles

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 4 / 5



**MEJORAMIENTO DE TERRENO**



ESCUELA DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE  
MAESTROS PROFESIONALES EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-3941 TALLER  
APLICADO 2

Diseño de tablestaca anclada para el muelle de remolcadores de la Terminal de Contenedores de Moin (TCM ), Moin, Limón

Contenido: Mejorameinto de suelos

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 5 / 5



PARÁMETROS DEL MODELO GEOTÉCNICO

RELLENOS ARTIFICIALES

Relleno limo arcilloso de color café, humedad de baja a media. Se aprecian raíces y materia orgánica. Consistencia suave a media.  $N_{SPT}$  promedio = 10. Peso Unitario = 17-18 kN/m<sup>3</sup>.

UNIDAD SUPERIOR DE CENIZAS: LIMOS ARENOSOS Y ARCILLOSOS DE PLASTICIDAD MEDIA/MEDIA-ALTA

Espesor variable de 4.0 a 8.0 m. Capa superficial con velocidad de onda P promedio de 330 m/s, velocidad de onda S promedio de 150 m/s. Consistencia media a rígida. Peso Unitario = 17-18 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT}$  = 15-20.  $Su_{DM}$  = 60 - 200 kPa.  $E_{DM}$  = 50 - 100 MPa.  $E_p$  = 30000 kPa,  $\nu$  = 0.5.  $E'_p$  = 28000 kPa,  $\nu'$  = 0.4.  $c'$  = 21-89 kPa,  $\Phi' = 21-27^\circ$ .

UNIDAD ALUVIAL FINA

Espesor variable de 3.7 a 7.0 m. Capa superficial con velocidad de onda P promedio de 355 m/s, velocidad de onda S promedio de 175 m/s. Consistencia rígida a muy rígida. Peso Unitario = 17-18 kN/m<sup>3</sup>.  $NSPT \geq 50$ .  $Su_{DM} \geq 150$  kPa.  $E_{DM} \geq 200$  MPa. Presión Limite = 1500-3000 kPa.  $\nu' = 0.3$ .

UNIDAD INFERIOR DE CENIZAS: LIMOS ARENOSOS Y ARCILLOSOS DE PLASTICIDAD MEDIA/MEDIA-ALTA

Materiales de regular a buena calidad geotécnica. Espesor variable de 3.7 a 7.0 m. Capa superficial con velocidad de onda P entre 385 y 532 m/s, velocidad de onda S entre 180 y 250 m/s. Consistencia rígida a muy rígida. Peso Unitario = 17-18 kN/m<sup>3</sup>.  $N_{SPT} \geq 25$ .  $Su_{DM} = 225$  kPa.  $E_{DM} = 125$  MPa.  $E_p = 43000$  kPa,  $\nu = 0.5$ .  $E'_p = 40100$  kPa,  $\nu' = 0.4$ .  $c' = 21-89$  kPa,  $\Phi' = 21-27^\circ$ .



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF–2002 TALLER APLICADO III GEOTÉCNIA

DISEÑO GEOTÉCNICO DEL MICROTUNEL PARA LA REUBICACIÓN DEL  
COLECTOR SANITARIO RIVERA 2 EN EL PROYECTO  
CIRCUNVALACIÓN NORTE

Contenido: Parámetros Modelo Geotécnico

Diseño: Danny Chacón Ramírez

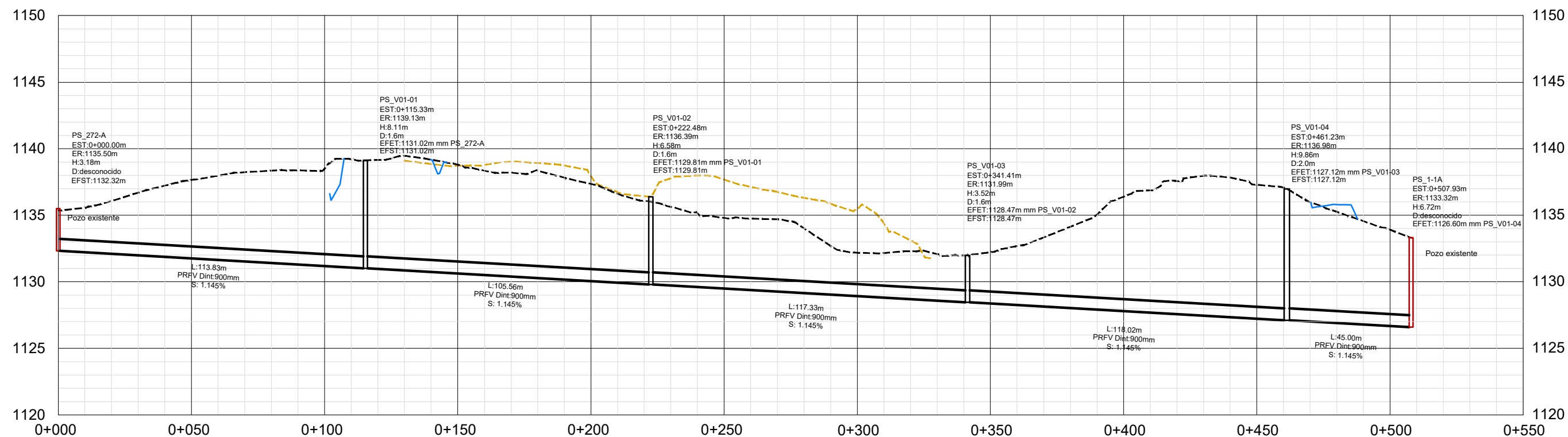
ESCALA: Indicada

LAMINA: 2 / 5



**VI.3. Anexos al Capítulo 4: Planos de diseño**

En las siguientes paginas se muestran los planos generados a partir del análisis diseño realizado.



**PERFIL**  
ESCALA VERTICAL 1:200  
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2002 TALLER APLICADO III GEOTÉCNIA

DISEÑO GEOTÉCNICO DEL MICROTUNEL PARA LA REUBICACIÓN DEL  
COLECTOR SANITARIO RIVERA 2 EN EL PROYECTO  
CIRCUNVALACIÓN NORTE

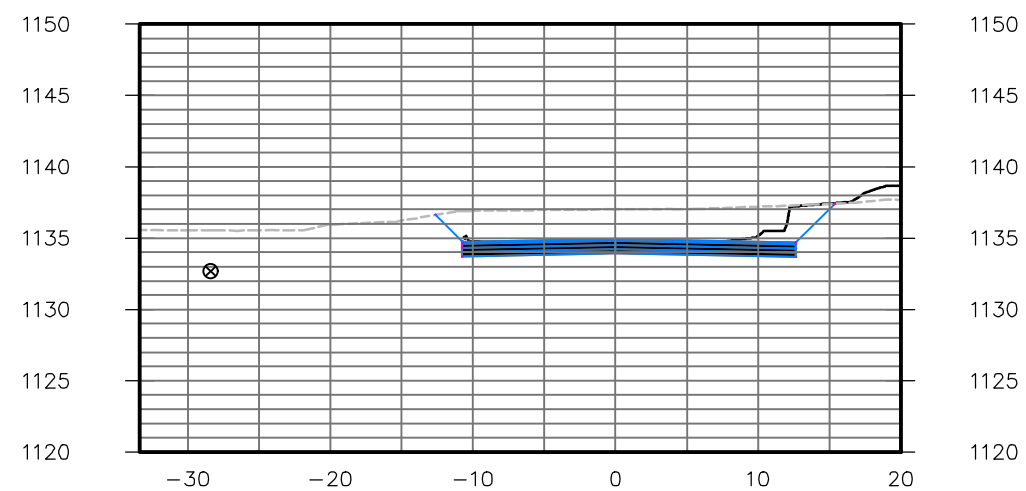
Contenido: Perfil longitudinal del colector sanitario Rivera 2

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

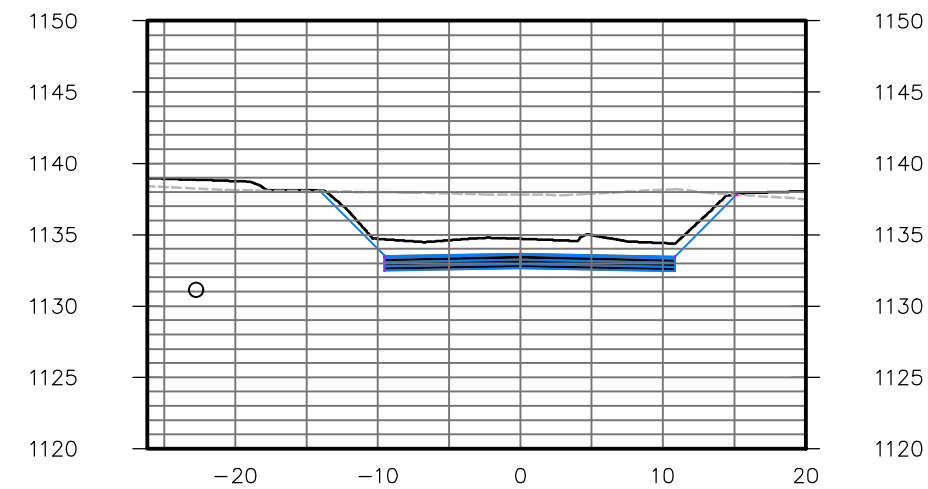
LAMINA: 3 / 5

0+010



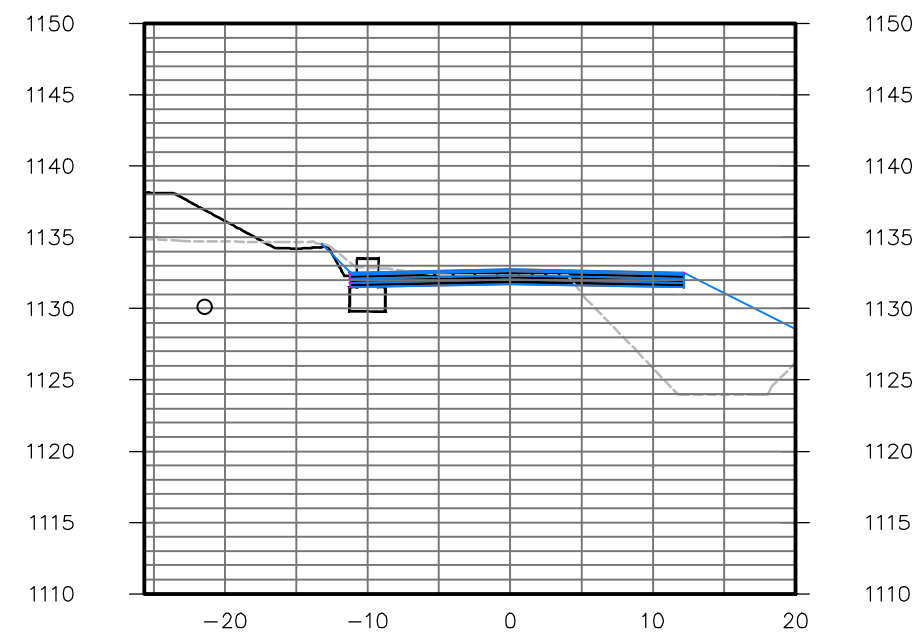
SECCION MINIMA COBERTURA

0+140



SECCION MAXIMA COBERTURA

0+265



SECCION ATRAVIESA ALUVION



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2002 TALLER APLICADO III GEOTÉCNIA

DISEÑO GEOTÉCNICO DEL MICROTUNEL PARA LA REUBICACIÓN DEL  
COLECTOR SANITARIO RIVERA 2 EN EL PROYECTO  
CIRCUNVALACIÓN NORTE

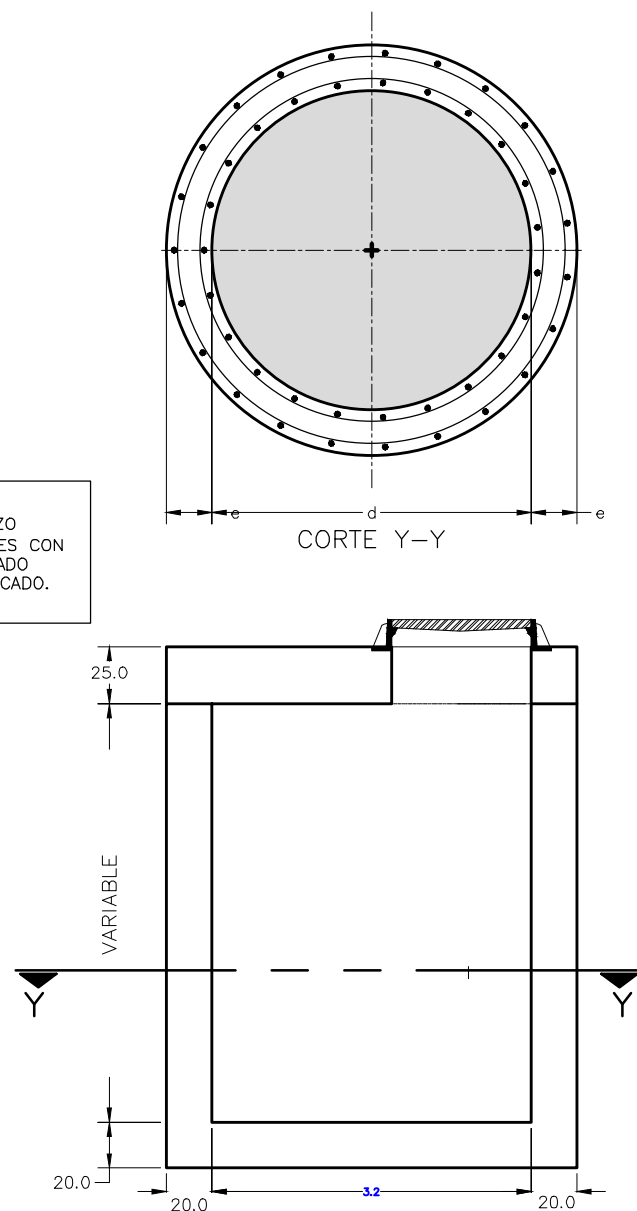
Contenido: Secciones transversales analizadas colector sanitario  
Rivera 2

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 4 / 5

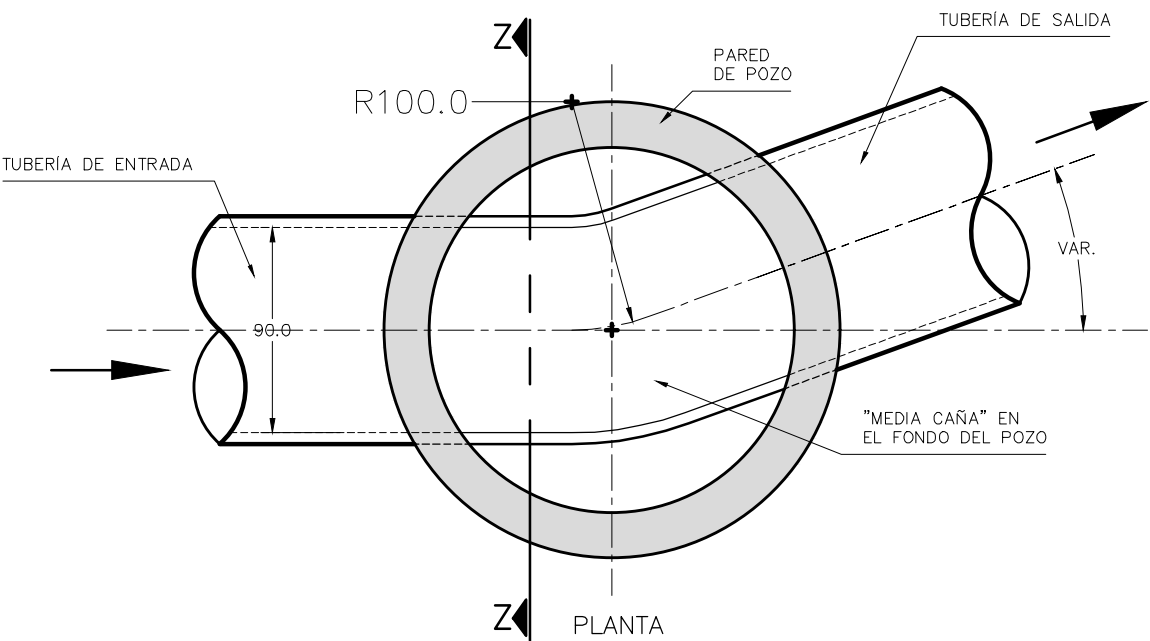
NOTA:  
UNA VEZ CONSTRUIDO EL POZO  
SE RELLENARÁN LOS LATERALES CON  
TERRENO DEL SITIO COMPACTADO  
AL 95% DEL PROCTOR MODIFICADO.



DETALLE TÍPICO  
POZO DE REGISTRO

ESCALA 1:25 - COTAS EN CM

(REFERENCIA: FIGURA 10.26 DE LA "NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DE SANEAMIENTO Y PLUVIAL" DEL AYA, 2017)



DETALLE TÍPICO DE LA MEDIA CAÑA DE FONDO DE POZO

ESCALA 1:25 - COTAS EN CM

(REFERENCIA: FIGURA 10.26 DE LA "NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DE SANEAMIENTO Y PLUVIAL" DEL AYA, 2017)



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2002 TALLER APLICADO III GEOTÉCNIA

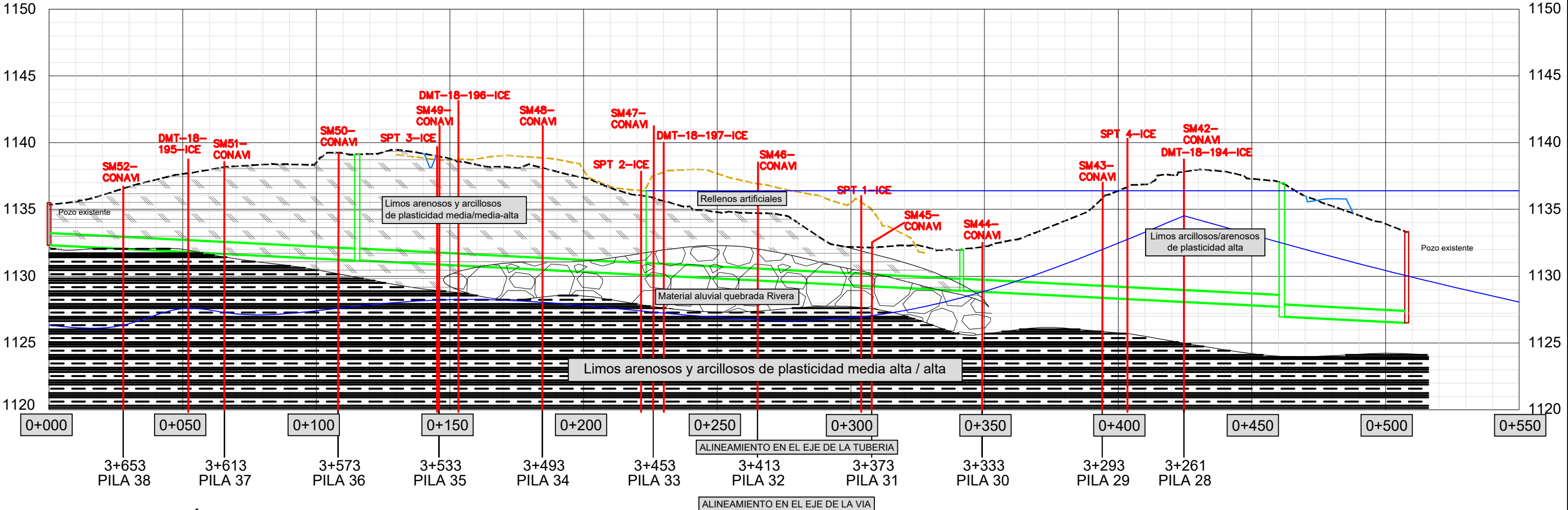
DISEÑO GEOTÉCNICO DEL MICROTUNEL PARA LA REUBICACIÓN DEL  
COLECTOR SANITARIO RIVERA 2 EN EL PROYECTO  
CIRCUNVALACIÓN NORTE

Contenido: Detalles típicos

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 5 / 5



PERFIL GEOTÉCNICO

ESCALA VERTICAL 1:200  
ESCALA HORIZONTAL 1:1000



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2002 TALLER APLICADO III GEOTÉCNIA

DISEÑO GEOTÉCNICO DEL MICROTUNEL PARA LA REUBICACIÓN DEL  
COLECTOR SANITARIO RIVERA 2 EN EL PROYECTO  
CIRCUNVALACIÓN NORTE

Contenido: Modelo Geotécnico

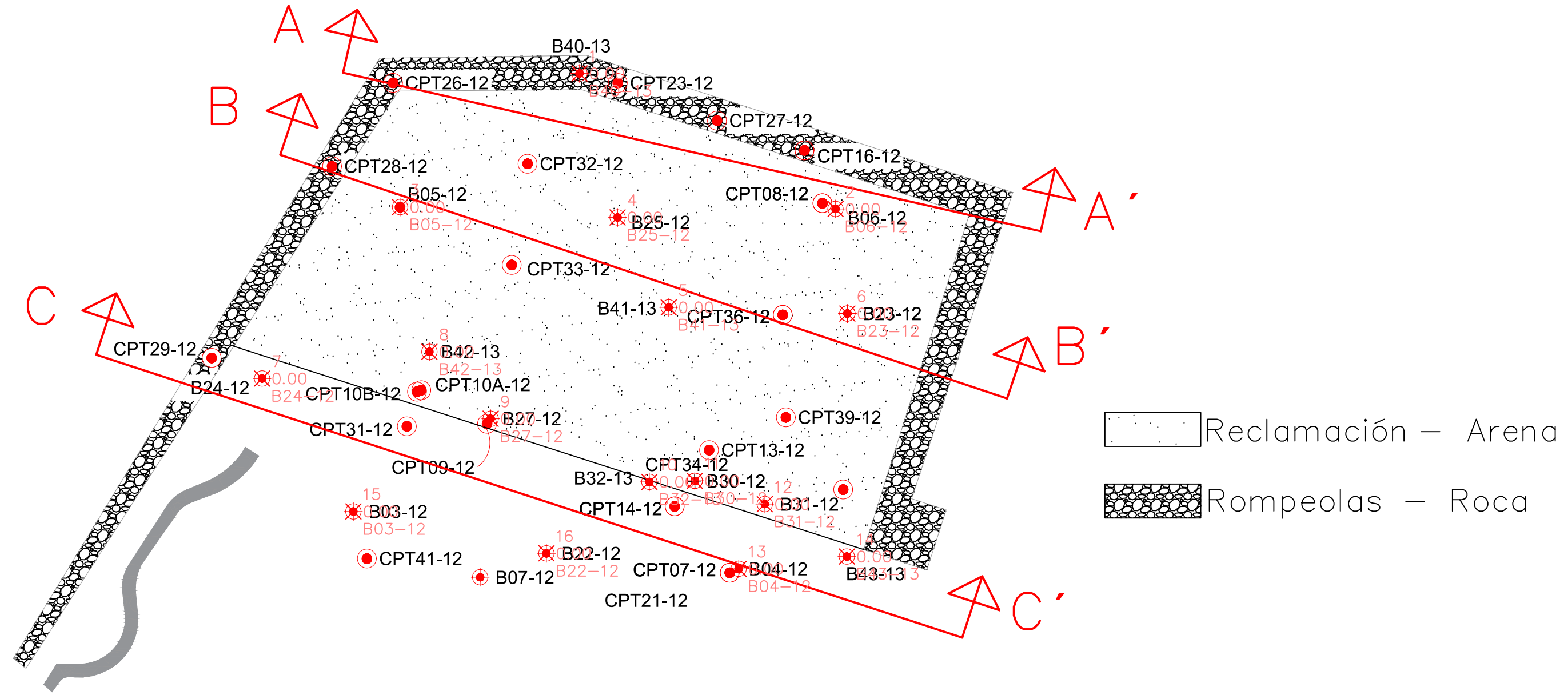
Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 1 / 5

**VI.4. Anexos al Capítulo 5: Planos de diseño**

En las siguientes paginas se muestran los planos generados a partir del análisis diseño realizado.



CORTES LONGITUDINALES



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2003 TALLER APLICADO IV GEOTÉCNIA

ANALISIS DINAMICO DE RELLENO DE RECLAMACION PARA LA  
NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOIN

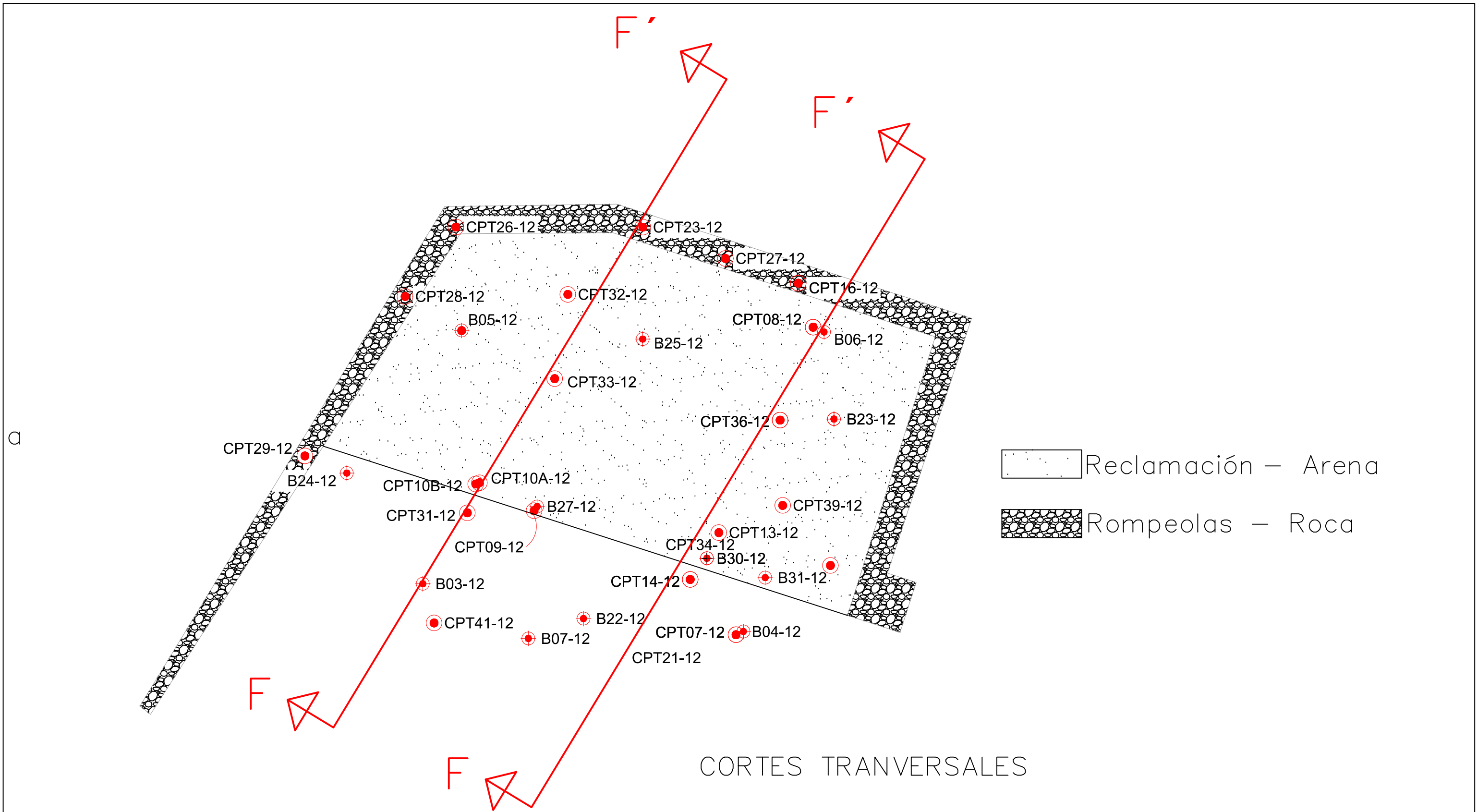
Contenido: Ubicacion de sondeos y cortes

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 1 / 8





ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2003 TALLER APLICADO IV GEOTÉCNIA

ANALISIS DINAMICO DE RELLENO DE RECLAMACION PARA LA  
NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOIN

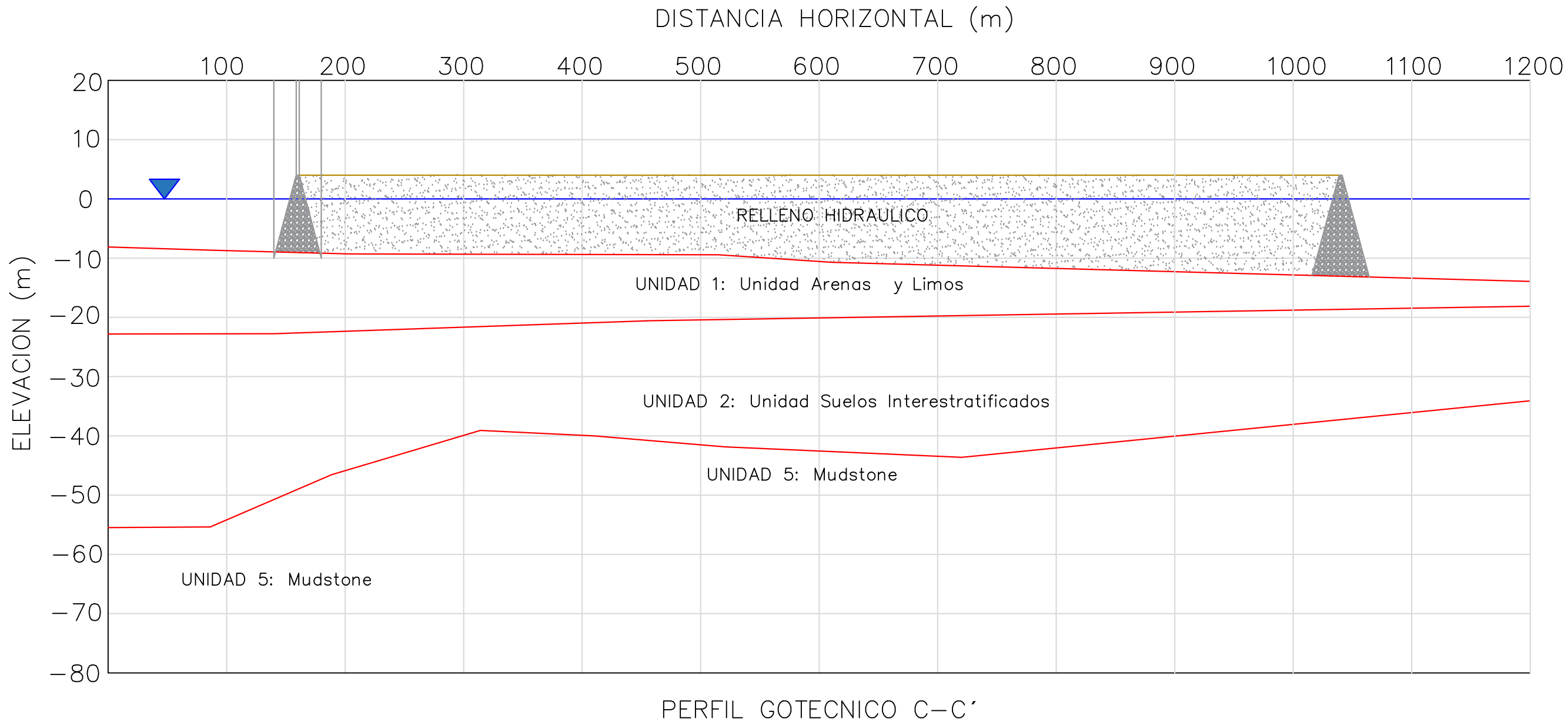
Contenido: Ubicacion de sondeos y cortes

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 2 / 8





ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2003 TALLER APLICADO IV GEOTÉCNIA

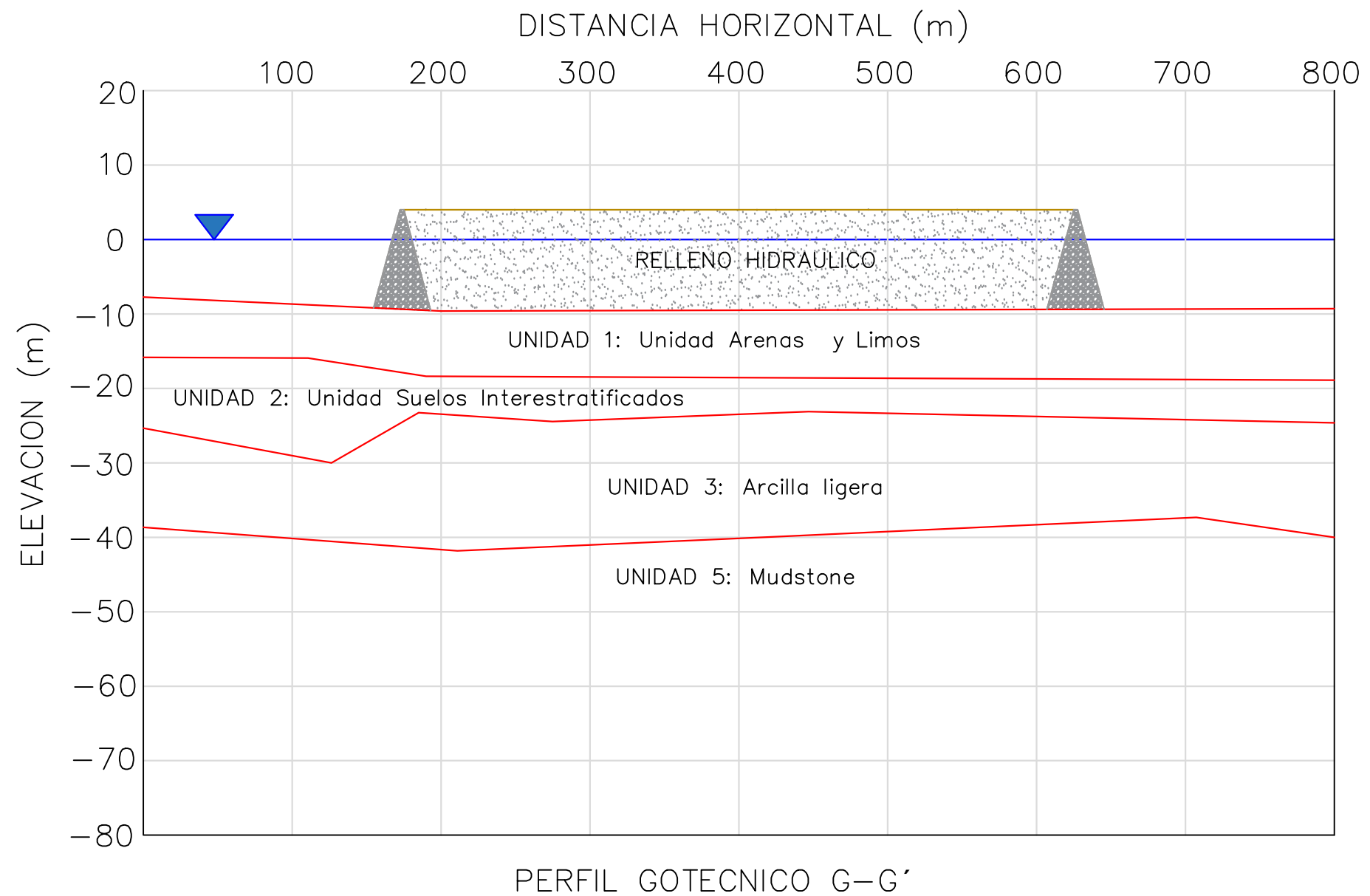
ANALISIS DINAMICO DE RELLENO DE RECLAMACION PARA LA  
NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOIN

Contenido: Perfiles geotecnicos

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 3 / 8



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2003 TALLER APLICADO IV GEOTÉCNIA

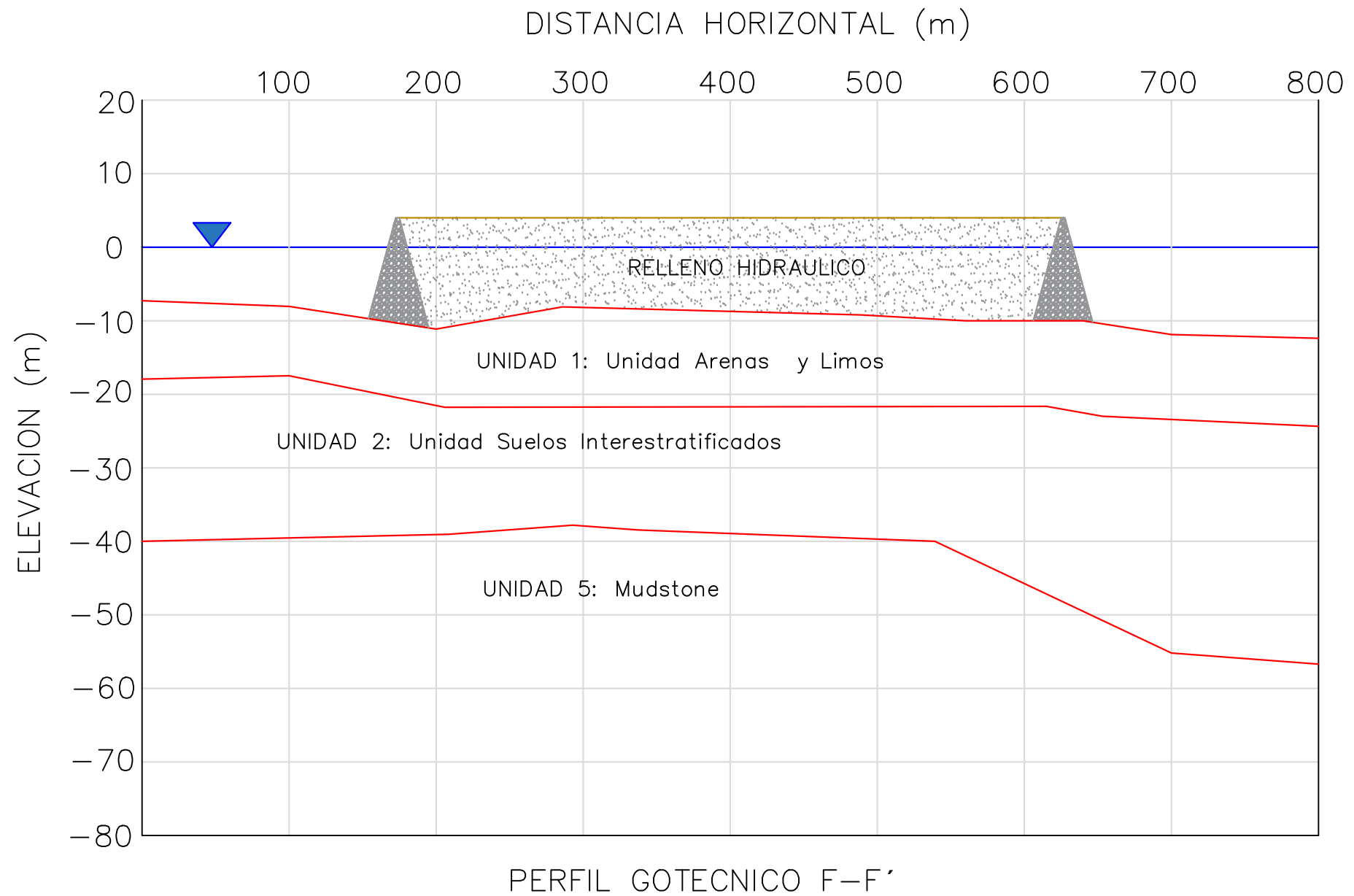
ANALISIS DINAMICO DE RELLENO DE RECLAMACION PARA LA  
NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOIN

Contenido: Perfiles geotecnicos

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 4 / 9



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2003 TALLER APLICADO IV GEOTÉCNIA

ANALISIS DINAMICO DE RELLENO DE RECLAMACION PARA LA  
NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOIN

Contenido: Perfiles geotecnicos

Diseño: Danny Chacón Ramírez


ESCALA: Indicada

LAMINA: 5 / 8

Unidad / Estrato	Esfuerzos Efectivos		Esfuerzos Totales		Resistencia No Drenada		SPT (N1) <sub>60</sub>
	Φ' (grad)	c' (kPa)	Φ <sub>total</sub> (grad)	c (kPa)	Su / σ'v	Min. Su (kPa)	Golpes / 30 cm
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	32	0	-	-	-	-	14
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	30	0	22	0	0.35	42	7
Arcilla Gruesa	23	0	12.5	5	0.26-0.40	37	5
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	36	-	-	-	-	-	36
"Mudstone" Suave	-	-	-	-	-	170	
"Mudstone"	-	-	-	-	-	400	
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	-	-	-	-	180	-	

Unidad / Estrato	v	Ko
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	0.27-0.30	0.41
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	0.33	0.50
Arcilla Gruesa	0.45	0.61
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	0.27-0.30	0.41
"Mudstone"	0.49	0.54
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	0.23	0.50

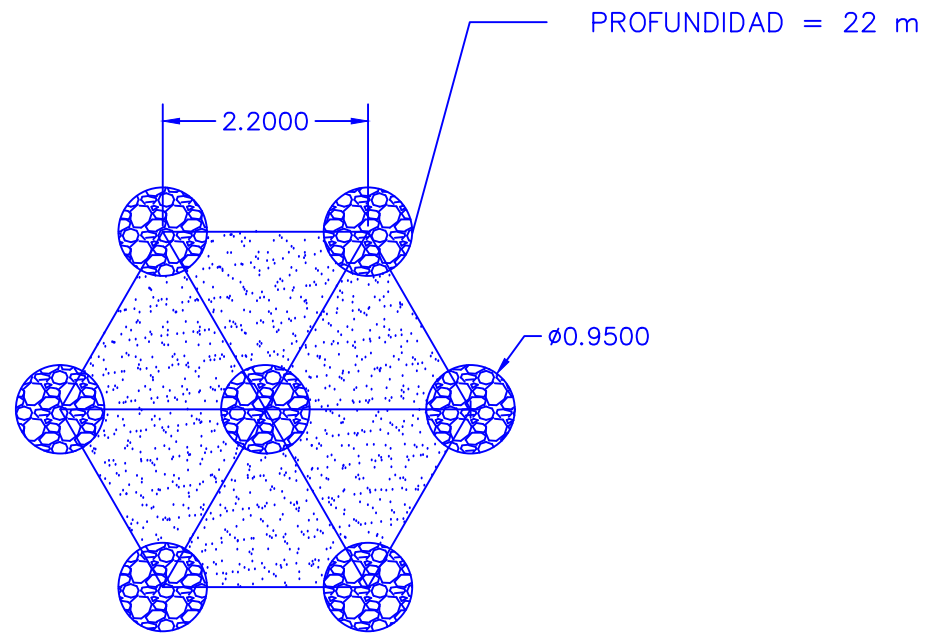
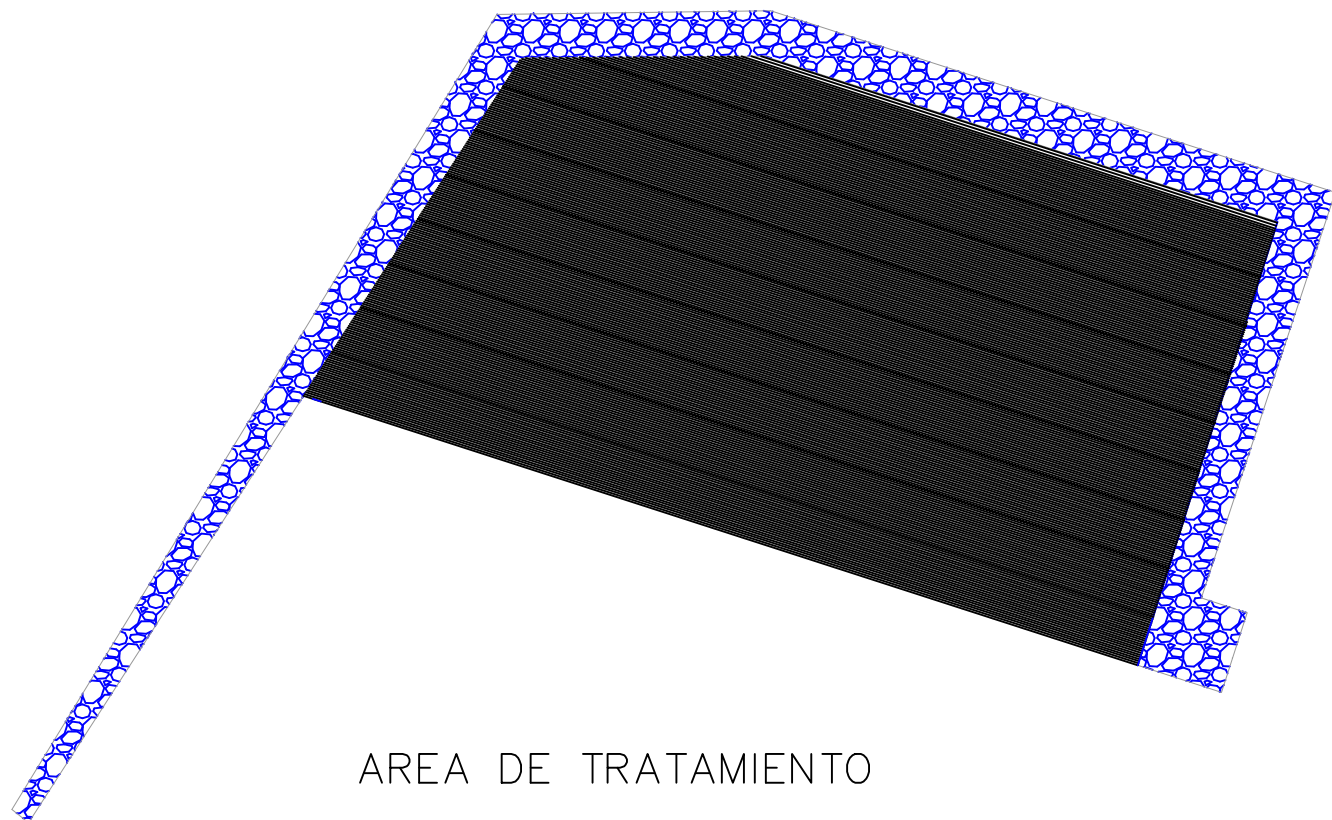
Unidad / Estrato	OCR	e <sub>0</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>re</sub>	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	C <sub>vr</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
Arena a Arena Limosa a Limo Arenoso	-	-	-	-	-	-
Inter estratificado Limo / Arcilla Arenosa / Arcilla Gruesa	1.46-1.58	1.11-1.37	0.14-0.16	0.007-0.010	0.0030	0.010-0.013
Arcilla Gruesa	1.60-1.62	1.21-1.38	0.19-0.26	0.015	0.001-0.002	0.007
Arena Limosa / Grava / Grava Arcillosa	-	-	-	-	-	-
"Mudstone" Suave	1.55-2.66	0.88-1.04	0.12-0.55	0.002-0.046	0.001-0.003	0.002
"Mudstone"	1.55-2.66	0.88-1.04	0.12-0.55	0.002-0.046	0.001-0.003	0.002
Mezcla Suelo Profunda (Deep Soil Mix)	-	-	-	-	-	-

	ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL UNIVERSIDAD DE COSTA RICA SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA GEOTECNICA PF-2003 TALLER APLICADO IV GEOTÉCNIA	ANALISIS DINAMICO DE RELLENO DE RECLAMACION PARA LA NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOIN	ESCALA: Indicada
		Contenido: Propiedades fisico mecanicas	LAMINA: 6 / 8
		Diseño: Danny Chacón Ramírez	



NOTAS Y ESPECIFICACIONES:

- 1. A menos que se especifique otra cosa, se deberá utilizar piedra para vibro sustitución.
- 2. La piedra de relleno deberá consistir en fragmentos de roca angular a subangular, relativamente duros, con tamaños de partículas en el rango de 3 mm (1/8 pulgada) a 38 mm (1-1/2 pulgadas).
- 3. El material por usar deberá ser aprobado por el representante del Propietario.
- 4. El material deberá ser muestreado de los apilamientos usando la norma AST D75, con una frecuencia de al menos cada 1000 ton.
- 5. Un criterio de graduación No. 57 (ASTM C33) es aceptable.
- 6. El contratista deberá suministrar evidencia de que el material a ser usado cumple y excede los requisitos de diseño.



GEOMETRIA DEL TRATAMIENTO CON VIBROSUSTITUCION



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2003 TALLER APLICADO IV GEOTÉCNIA

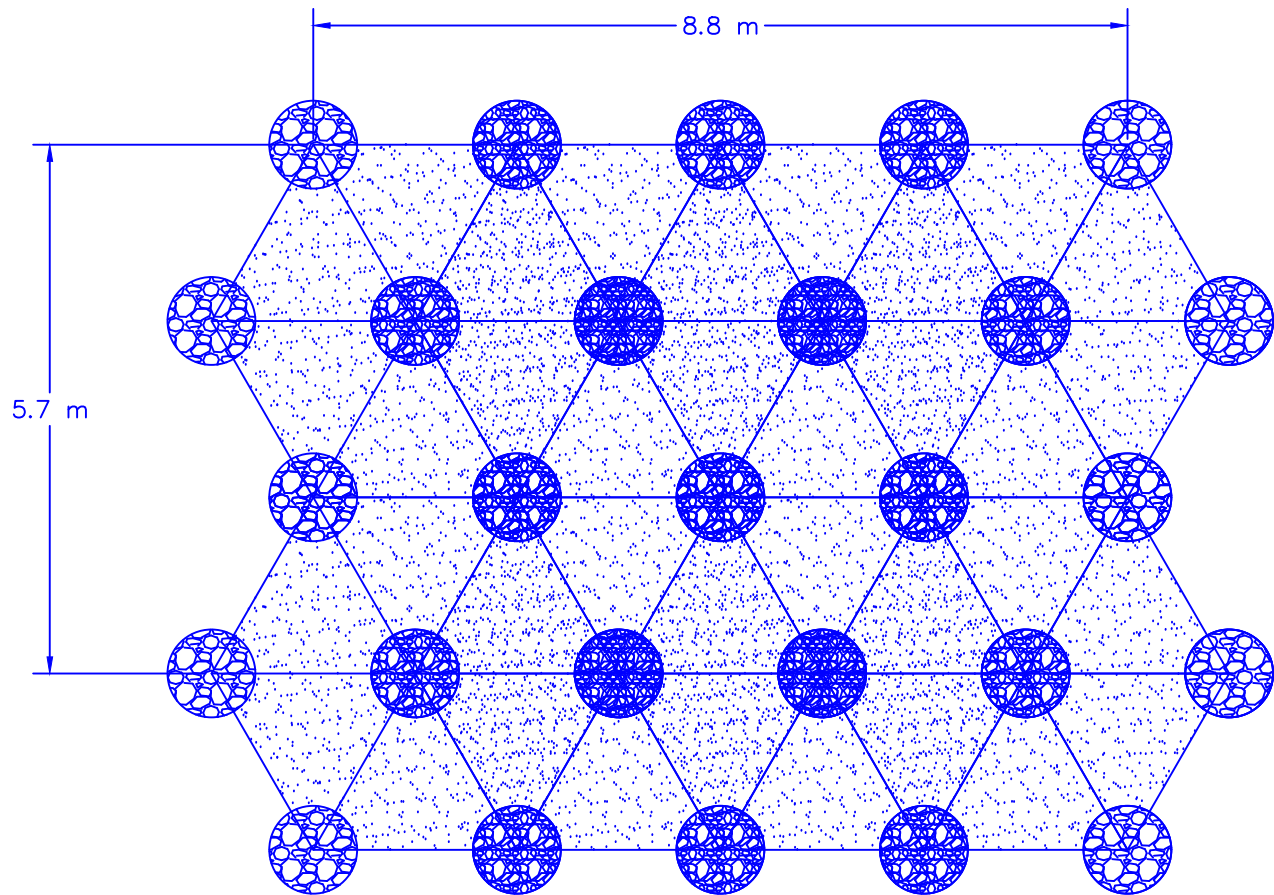
ANALISIS DINAMICO DE RELLENO DE RECLAMACION PARA LA  
NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOIN

Contenido: Geometria de columnas y especificaciones

Diseño: Danny Chacón Ramírez

ESCALA: Indicada

LAMINA: 7 / 8



- Monitoreo y Registro: El monitoreo y registro de las operaciones de Vibro Sustitución para todas las áreas de prueba y trabajo de producción deberá ser efectuado por el representante de Control de Calidad.
- A-Tramo de Prueba: El representante de Control de Calidad deberá monitorear la ejecución del tramo de prueba y llevar a cabo las pruebas indicadas abajo, antes del trabajo de producción.
- La ubicación del tramo de prueba deberá ser acordado por el representante de Control de Calidad y el contratista dentro del área de tratamiento. El tramo de prueba deberá tener una superficie mínima de 50 metros cuadrados.
  - El método de instalación, materiales, equipo, y procedimientos deberá ser el mismo que aquellos a ser usados para el trabajo de producción.
  - Si el tramo de prueba de pre-producción indica que no se ha logrado el criterio de rendimiento, el contratista de VR deberá revisar el Plan de Trabajo para reflejar los resultados del tramo de prueba. Si los resultados del tramo de prueba no suministran suficiente información para determinar los ajustes requeridos, se deberá efectuar otro tramo de prueba sin costo adicional para el Propietario.
  - El representante de Control de Calidad deberá ejecutar las siguientes pruebas en el tramo de prueba: cuatro (4) pruebas SPT, para verificar el promedio alcanzado de compactación basado en el promedio de los resultados de las pruebas dentro de la cuadrícula de compactación (es decir, un tercio de la distancia mínima entre dos puntos de compactación en el centro de la cuadrícula triangular) (Las ubicaciones serán determinada por el representante de Control de Calidad). Sondeos CPT pueden también ser utilizados para la verificación, sujeto a aprobación previa del representante de Control de Calidad.
  - La ubicación de los puntos de ejecución de los sondeos SPT se deberán definir de manera aleatoria, se pueden emplear técnicas de muestreo aleatorias basadas en ASTM D3665.



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRIA PROFESIONAL EN INGENIERIA  
GEOTECNICA  
PF-2003 TALLER APLICADO IV GEOTÉCNIA

ANALISIS DINAMICO DE RELLENO DE RECLAMACION PARA LA NUEVA TERMINAL DE CONTENEDORES DE MOIN	ESCALA: Indicada
Contenido: Tramo de prueba	LAMINA: 8 / 8
Diseño: Danny Chacón Ramírez	